

DIMENSIONAMENTO DE ESTACAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

Caso de estudo na Cidade do México

JOÃO MIGUEL GUEDES SERRA ALVES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos de grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Manuel Barbot Campos e Matos

Co-orientador: Engenheiro Mário Durão

JULHO DE 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais e aos meus Avós

Eu não tenho ídolos. Tenho admiração por trabalho, dedicação e competência.

Ayrton Senna

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação só foi possível com a ajuda da minha família, amigos, co-orientador e orientador. Desde já agradeço por toda a vossa compreensão, aqui vos dedico a minha sincera gratidão.

À minha família, principalmente aos meus pais por todo o esforço e apoio durante estes anos, e por me terem proporcionado tudo isto. Obrigado;

Ao meu orientador Professor Campos e Matos pelo acompanhamento durante estes meses;

Ao Professor Viana da Fonseca pela disponibilidade apresentada sempre que necessário;

Ao GEG, e a todos os elementos por me terem recebido muito bem durante o tempo que estive lá;

A todos os meus amigos, eles sabem quem são, em especial ao Frederico Martins e ao Pedro Teixeira por todo o apoio nos momentos mais difíceis;

Por fim e em especial, ao meu co-orientador Engenheiro Mário Durão por toda a disponibilidade, compreensão e apoio, sem ele nada disto teria sido possível.

RESUMO

Na Cidade do México a presença de solos argilosos moles altamente compressíveis e os grandes assentamentos regionais verificados, faz com que as fundações nesta região sejam objeto de vários estudos. Neste trabalho são abordadas as fundações profundas por estacas e o seu comportamento na presença de solos argilosos moles.

No dimensionamento de estacas existem vários métodos possíveis de serem utilizados para a estimativa da capacidade resistente das estacas. Entre eles, existem os métodos analíticos e os métodos empíricos baseados em ensaios de campo.

A consideração de estados limite implica a avaliação do comportamento em serviço (assentamentos) – estado limite de serviço – e a verificação de que as estacas possuem capacidade de carga necessária de forma a evitar o colapso da estrutura – estado limite último. No entanto, assentamentos exagerados poderão levar a uma situação de estado limite último estrutural.

No dimensionamento de fundações profundas suportadas por solos argilosos moles, é necessário ter em conta certos aspetos importantes que vão influenciar o dimensionamento. Um desses aspetos é o atrito negativo que se desenrola sobre o fuste da estaca, isto é, cargas extras que são adicionadas à estaca devido ao processo de consolidação da argila, sendo que a consolidação deste tipo de solos é diferida no tempo.

A capacidade de carga de um grupo de estacas depende da capacidade de carga de uma estaca isolada. Introduce-se o conceito de eficiência da interação do grupo para a determinação da capacidade de carga de um grupo de estacas.

Os assentamentos em solos argilosos moles altamente compressíveis dão-se essencialmente por consolidação, sendo os assentamentos elásticos, desprezáveis relativamente aos assentamentos por consolidação.

Estes conceitos são aplicados nesta dissertação a um caso prático na Cidade do México, relativamente a uma fundação por estacas de atrito, ou seja, estacas que não penetram numa camada dura, sendo apenas suportadas por um solo argiloso mole e por isso a sua capacidade de carga dá-se essencialmente por atrito lateral. São consideradas as “*Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones*” – NTCDCC, normas usadas no Distrito Federal do México para o dimensionamento de estacas. O modelo em questão é simulado no programa *FB-Multipier* (2014) de forma a compreender o comportamento da fundação na presença de solos deste tipo, onde se obtêm os esforços nas várias estacas do grupo, sendo posteriormente necessário verificar se esses esforços não ultrapassam a capacidade total da estaca em estado limite último determinado para uma estaca isolada, segundo as normas NTCDCC do Distrito Federal do México. Verifica-se também se os assentamentos para “cargas de serviço” não ultrapassam os assentamentos admissíveis.

PALAVRAS - CHAVE: atrito negativo, estacas, argilas, fundações

ABSTRACT

In the city of Mexico, the presence of highly compressible clayey soft soils and the big regional settlements, makes foundations in this region an object of various studies. In this work, what is addressed are the foundations using piles and their behaviour in the presence of soils of this kind.

For the design of the piles there are various possible methods that can be used for the determination of the durable capacity of the piles. In this paper are displayed analytical and empirical methods based in field tests.

The consideration of the limit condition demands in evaluation of the behaviour in service (settlements) – condition limite of service – and the verification that the piles possess the necessary load so that the collapse of the structure is avoided – last condition limit. However, overdone settlements can lead to a structural last condition limit situation.

In the design of deep foundations supported by soft clayey soils, its necessary to take account of certain important aspects that will influence the design. One of those aspects is the negative friction that unfolds under the shaft pile, that is to say, additional loads that are added to the pile due to the process of consolidation of the clay, whereas that the consolidation of these kinds of soils is lingered over time.

The load capacity of a group of piles depends of the load capacity of a single pile. The concept of efficiency of the group interaction for the determination of the load capacity of a group of piles is introduced.

The settlements in highly compressible soft clayey soil are provided, primarily by consolidation, being that the elastic settlements, or immediate, are negligible compared to settlements by consolidation.

These concepts are applied in this paper to a practical case in the City of Mexico, regarding a foundation by piles of friction, that is to say, piles that don't penetrate in a hard layer, being only supported by a clayey soft soil and because of that its capacity of load is given, mainly, by sideward friction. The NTCDCC are considered for the design of piles. The model at issue is simulated in the FB-Multiplier (2014) software to understand the behaviour of the deep foundation under this kind of soils, where the efforts in the various piles of group are obtained, being subsequently necessary to verify if these efforts don't surpass the total load capacity in a last limit condition, situation determined for a single pile, according to the NTCDCC standards of the Mexico Federal District. What is also verified is if the settlements for the "service loads" don't exceed the permissible settlements.

KEYWORDS: Negative friction, piles, clays, foundations

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DA CIDADE DO MÉXICO	5
2.1. GEOLOGIA E CONTEXTO HISTÓRICO	5
2.2. CARACTERÍSTICAS DO SOLO	5
2.2.1. ESTRATIGRAFIA DO SOLO	5
2.2.2. ZONAMENTO GEOTÉCNICO	6
2.3. PROPRIEDADES DAS ARGILAS DA CIDADE DO MÉXICO	7
2.3.1. PROPRIEDADES ÍNDICE	7
2.3.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS	8
2.4. ASSENTAMENTO REGIONAL	9
2.4.1. GENERALIDADES	9
2.4.2. HISTÓRIA DO ASSENTAMENTO NA CIDADE DO MÉXICO	9
2.4.3. PROBLEMAS NAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS	11
2.5. TIPOS E COMPORTAMENTOS DE FUNDAÇÕES NA CIDADE DO MÉXICO	11
3. GENERALIDADES SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTACAS SOB CARREGAMENTO VERTICAL EM SOLOS ARGILOSOS MOLES	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. CLASSIFICAÇÃO DE ESTACAS	16
3.3. ESTACAS CRAVADAS	17
3.4. ATRITO NEGATIVO. CARGA RESIDUAL	18
3.5. PROCEDIMENTO REGULAMENTAR	19
3.5.1. GENERALIDADES	19
3.5.2. NTCDCC	19
3.5.3. EN 1997-1	22

4. CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE ESTACAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES	27
4.1. RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS	27
4.1.1. INTRODUÇÃO	27
4.1.2. ANÁLISE EM TENSÕES EFETIVAS – MÉTODO BETA	27
4.1.3. ANÁLISE EM TENSÕES TOTAIS – MÉTODO ALFA	31
4.2. RESISTÊNCIA DE PONTA DE ESTACAS	33
5. CÁLCULO DE ESTACAS ISOLADAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES BASEADAS EM ENSAIOS DE CAMPO	37
5.1. INTRODUÇÃO	37
5.2. METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE ESTACAS ISOLADAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES	37
5.2.1. MÉTODO LCPC (AFNOR, 2012)	37
5.2.2. MÉTODO ESLAMI E FELLENIUS (1997)	43
6. EFEITO DE GRUPO. ASSENTAMENTOS. ATRITO NEGATIVO. CURVAS P-Y.	45
6.1. INTRODUÇÃO	45
6.2. EFEITO DE GRUPO	46
6.3. ASSENTAMENTOS DE UMA ESTACA ISOLADA	47
6.3.1. CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA $q_b - z$ E $q_s - z$	47
6.3.2. ASSENTAMENTO ADMISSÍVEL	49
6.4. ASSENTAMENTOS DO GRUPO	49
6.4.1. GENERALIDADES	49
6.4.2. ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO – MÉTODO SIMPLIFICADO	50
6.5. ATRITO NEGATIVO	52
6.6. CAPACIDADE DE CARGA LATERAL - CURVAS P-Y	53
6.6.1. GENERALIDADES	53
6.6.2. CURVAS P-Y	54
7. CASO PRÁTICO	57
7.1. INTRODUÇÃO	57
7.2. ENQUADRAMENTO – GEOLÓGICO	57
7.2.1. ENSAIOS SPT	57
7.2.2. ENSAIOS COM PIEZOCONO (CPTu)	59
7.2.3. ENSAIOS COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD	59
7.2.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	61

7.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	61
7.4. SOLUÇÃO ADOTADA PARA A FUNDAÇÃO E PILARES DO VIADUTO 2 (TRAMO B)	63
7.5. DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DO VIADUTO 2 (TRAMO B)	64
7.5.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	64
7.5.2. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	65
7.5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SEGUNDO AS NORMAS NTCDCC	66
7.5.4. DEFINIÇÃO DAS CURVAS $q_s - z$ E $q_b - z$	67
7.5.5. DEFINIÇÃO DAS CURVAS P-Y	69
7.5.6. CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO AXIAL DE UMA ESTACA ISOLADA.....	70
7.5.7. ESFORÇOS NAS ESTACAS	72
7.5.8. ATRITO NEGATIVO	77
7.5.9. ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO	79
8. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	81
8.1. CONCLUSÕES	81
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	82

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Distribuição estratigráfica – Centeno (2009)	6
Figura 2.2 – Zonas geotécnicas da Cidade do México – GDF (2004b).....	7
Figura 2.3 – Distribuição dos antigos Lagos do Vale do México – Cervantes (2013)	10
Figura 2.4 - Problemática da emersão aparente – Cervantes (2013).....	11
Figura 2.5 – Tipos de fundações profundas na Cidade do México – López (2007)	12
Figura 3.1 – Mecanismos de transferência de carga de estacas solicitadas axialmente	15
Figura 4.1 – Fator de adesão de pico em função da razão de resistência c_u/σ'_v	32
Figura 4.2 – Fator de “esbelteza”	32
Figura 5.1 – Definição da pressão equivalente adaptado de Frank (1999).....	41
Figura 6.1 – Modelo hiperbólico	48
Figura 6.2 – Distribuição simplificada de pressões verticais abaixo do apoio de um grupo de estacas de atrito -Gonzalez (2001).....	51
Figura 6.3 – Método de localização do plano neutro adaptado de Conduto (2001).....	53
Figura 7.1 – Esquema simplificado da autoestrada “Siervo de la Nación” – GEG (2014).....	57
Figura 7.2- Valores da pressão limite, p_l , para várias profundidades nas variadas sondagens – TGC (2014)	60
Figura 7.3 – Valores do módulo pressiométrico, E_M , para várias profundidades nas variadas sondagens - TGC (2014)	60
Figura 7.4 – Resultados dos ensaios triaxiais não drenados e não consolidados (UU) – TGC (2014)	61
Figura 7.5 – Curva de mobilização da resistência lateral	68
Figura 7.6 – Curva de mobilização da resistência de ponta	68
Figura 7.7 – Curva de mobilização da resistência transversal (p-y) para o caso em que as ações de muito curta duração (acidentais) na cabeça da estaca são dominantes	70
Figura 7.8 – Modelo de elementos finitos para uma estaca cravada isolada de 0,45 x 0,45 m ² , e L=20 m.....	70
Figura 7.9 – Relação carga-assentamento de uma estaca cravada, 0,45 x 0,45 m ² , L=20 m	71
Figura 7.10 – Planta de fundação realizada no <i>FB-Multiplier</i>	72
Figura 7.11 – Armadura longitudinal – Segmento superior (<i>FB-Multiplier</i>)	73
Figura 7.12 – Armadura longitudinal – segmento inferior (<i>FB-Multiplier</i>)	74
Figura 7.13 – Modelo de elementos finitos da fundação para pilares com 9 m de comprimento	75
Figura 7.14 - Multiplicadores p-y para a consideração do efeito de grupo nas estacas solicitadas horizontalmente (<i>FB-MultiPier</i>).....	76
Figura 7.15 - Esforço axial da estaca 20 para a combinação I, em Serviço.....	77
Figura 7.16 - Cálculo do atrito negativo	78
Figura 7.17 - Método simplificado para a estimativa dos assentamentos por consolidação.....	79

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Valores médios típicos das propriedades índice na zona do Lago – Auvinet, Juárez (2011)	8
Quadro 3.1 – Limites de assentamentos segundo as NTCDCC	20
Quadro 3.2 – Valores dos coeficientes de capacidade de carga N_c * (NCTDCC).....	21
Quadro 3.3 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência da estaca (EN 1997-1)	23
Quadro 3.4 – Coeficientes parciais de segurança para as ações (EN-1997-1)	23
Quadro 3.5 – Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo (EN 1997-1)	24
Quadro 4.1 – Valores aproximados da razão K/K_0 adaptado de Conduto (2001)	28
Quadro 4.2 - Valores da razão entre o ângulo de atrito solo-estaca e o ângulo de atrito efetivo do solo – Kulhawy <i>et al</i> (1983) adaptado de Conduto (2001)	30
Quadro 5.1 - Valores de pl * para argilas segundo a NF P94-262 (AFNOR 2012).....	38
Quadro 5.2 – Classes e categorias de estacas instaladas sem extração do terreno segundo a NF P94-262 (AFNOR 2012)	39
Quadro 5.3 – Valores dos parâmetros adimensionais a,b,c, consoante o tipo de terreno - NF P94-262 (AFNOR 2012).....	39
Quadro 5.4 – valores de $\alpha_{pieu-sol}$ - NF P94-262 (AFNOR 2012)	40
Quadro 5.5 – Limite superior para a resistência lateral unitária - NF P94-262 (AFNOR 2012)	40
Quadro 5.6 – Valores do fator de capacidade de carga k_p para estacas cravadas - NF P94-262 (AFNOR 2012)	42
Quadro 5.7 – Coeficiente de resistência lateral, C_s - Eslami e Fellenius (1997).....	44
Quadro 6.1 - Valores para o fator de ajuste, F – Bowles (1996)	50
Quadro 6.2 - Coeficiente reológico α - NF P94-262 (AFNOR 2012)	55
Quadro 7.1 – Sondagens realizadas para o viaduto 1 – GEG (2014)	58
Quadro 7.2 – Sondagens realizadas para o viaduto 2 – GEG (2014)	58
Quadro 7.3 – Sondagens realizadas para o Viaduto 3 – GEG (2014).....	59
Quadro 7.4 - Profundidade das unidades estratigráficas da sondagem S1-V1 até S3-R – TGC (2014)	62
Quadro 7.5 - Profundidade das unidades estratigráficas da sondagem S1-V5 até S3-V8 – TGC (2014)	62
Quadro 7.6 - Profundidade das unidades estratigráficas da sondagem S4-V8 até S6-V9 – TGC (2014)	63
Quadro 7.7 - Resumo das resistências unitárias adotadas	66
Quadro 7.8 - Parâmetros para a definição da curva $q_s - z$	67
Quadro 7.9 - Parâmetros para a determinação da curva $q_b - z$	68
Quadro 7.10 - Valor dos parâmetros a considerar para a determinação das curvas p-y	69
Quadro 7.11 - Valores de P e de y para os diferentes casos de solicitações	69
Quadro 7.12 - Esforços máximos e mínimos nas estacas para as várias combinações.....	76
Quadro 7.13 - Esforço axial máximo e mínimo para a combinação I	77
Quadro 7.14 – Valores necessários para o cálculo dos assentamentos por consolidação pelo método simplificado	80
Quadro 7.15 – Cálculo dos assentamentos por consolidação	80

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Alfabeto Latino

A_b - Área da ponta da estaca

A_s - Área do fuste da estaca

A_{si} - Área do fuste na estaca da camada i

B - Diâmetro da estaca

C_s - Coeficiente da resistência lateral

C_t - Coeficiente da resistência de ponta

c_u - Resistência não drenada

D - Comprimento da estaca

E_M - Módulo pressiométrico

e_0 - Índice de vazios inicial do solo

E - Módulo de elasticidade

F_R - Fator de resistência segundo as NTCDCC

G - Módulo de Rigidez

I_p - Índice de plasticidade

I_r - Índice de rigidez

K_0 - Coeficiente do impulso lateral em repouso

k_p - Fator de capacidade de carga segundo a AFNOR 2012

m_v - Módulo de compressibilidade volumétrica

N_k - Coeficiente da capacidade de carga do cone

N_c - Fator de capacidade de carga

OCR - Grau de sobreconsolidação

p_l - Pressão limite

p_f - Pressão de fluência

p_0 - Pressão inicial

p_l^* - Pressão limite diferencial

p_{le}^* - Pressão limite diferencial equivalente

P_a - Carga axial admissível

P_{ag} - Carga axial admissível do grupo de estacas

q_s - Resistência lateral unitária
 q_b - Resistência de ponta unitária
 q_u - Resistência à compressão não confinada
 q_E - Resistência do cone corrigida
 q_T - Resistência do cone
 R_s - Resistência lateral da estaca
 R_b - Resistência de ponta da estaca
 R_{bf} - Resistência última da estaca
 r_0 - Raio efetivo
 S_s - Densidade dos sólidos
 s_c - Assentamento por consolidação
 W_L - Limite de liquidez
 W_p - Limite de Plasticidade

Alfabeto grego

τ_0 - tensão de corte mobilizada
 τ_f - tensão de corte máxima na interface fuste/estaca
 τ_{max} - tensão de corte última na interface fuste/estaca
 γ_b - Fator de segurança parcial a aplicar à resistência de ponta segundo o EC7-1991-1
 γ_l - Fator de segurança parcial a aplicar à resistência lateral segundo o EC7-1991-1
 γ_t - Fator de segurança parcial a aplicar à resistência total segundo o EC7-1991-1
 γ_m - Fator de segurança parcial a aplicar aos parâmetros do solo segundo o EC7-1991-1
 δ - Ângulo de atrito solo-estaca
 γ - peso volúmico do solo
 ϕ' - Ângulo de atrito efetivo do solo
 ϕ_u - Ângulo de atrito total
 α - fator de adesão solo-estaca em condições não drenadas
 α_p - Fator de adesão de pico solo-estaca em condições não drenadas
 β - Fator de adesão solo-estaca em condições drenadas
 σ'_r - Tensão efetiva radial
 σ'_p - Tensão efetiva de pré-consolidação

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical de repouso

ν - Coeficiente de poisson

ΔH_{ei} - Assentamento de uma estaca isolada

ΔH_g - Assentamento de um grupo de estacas

Abreviaturas

SPT - Standard Penetration Test

CPT - Cone Penetration Test

PMT - Pressuremeter Test

FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

AFNOR - Association Française de Normalisation

NTCDCC - Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones

1 INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O comportamento de fundações profundas é, possivelmente, um dos assuntos mais estudados da Engenharia Civil. Apesar da extensa investigação já realizada, é um campo em contínuo desenvolvimento, em que a atualização do conhecimento é constante.

Este é, de resto, um aspeto comum a tantas outras áreas da Engenharia Geotécnica. No entanto, poucas estarão tão intimamente ligadas à Engenharia Estrutural.

Na verdade, a análise das fundações é um problema de interação solo-estrutura. Esta interação pode ser considerada pouco relevante para construções correntes. Ganha, no entanto, progressiva importância à medida que a complexidade do sistema de fundação aumenta.

Para um sistema representado por um grupo de estacas, torna-se fulcral proceder ao comportamento de uma estaca isolada. Em muitos casos, o comportamento individual das estacas é fundamental como base para avaliação do desempenho em grupo, e porque o controlo da construção é feito através da avaliação da adequabilidade das estacas.

No dimensionamento de fundações profundas suportadas por solos argilosos moles, é necessário ter em consideração certos aspetos que vão influenciar o dimensionamento. Um desses aspetos é o atrito negativo, isto é, cargas extras que são adicionadas à estaca devido ao processo de consolidação da argila, sendo que a consolidação deste tipo de solos é diferida no tempo.

Na Cidade do México, a existência de solos argilosos moles de grande espessura, e os elevados assentamentos na região, fez com que se passasse a adotar para fundações profundas de grandes edifícios, pontes ou viadutos, fundações de estacas enterradas no solo argiloso mole não penetrando numa camada dura em profundidade, prática comum em todo o Mundo. O motivo desta adoção foi o facto de se ter verificado anomalias e aspetos inadequados nas estruturas deste tipo, quando enterradas numa camada dura em profundidade.

A consideração de estados limites exige a avaliação do comportamento em serviço (assentamentos) – estado limite de serviço - e a verificação de que as estacas possuem a capacidade de carga necessária de forma a evitar o colapso da estrutura – estados limites últimos (nesta avaliação deve-se ter presente a capacidade do sistema fundação-estrutura de redistribuir esforços entre estacas). No entanto, assentamentos exagerados poderão levar a uma situação de estado limite último estrutural. Nessa situação a resistência da estaca a considerar seria não a correspondente à capacidade de carga, mas sim a resistência mobilizada para o assentamento máximo compatível com a segurança estrutural.

Em serviço, as estacas exibem comportamento aproximadamente linear, pelo que se podem utilizar métodos simples de análise cujos parâmetros podem ser facilmente calibrados com os resultados de ensaios de carga.

Para níveis superiores de carregamento, será necessário ter em conta o comportamento não linear do sistema solo-estaca. Para tal, existem métodos mais ou menos sofisticados cuja eficiência é satisfatória.

1.2. ÂMBITO E OBJETIVOS

O objetivo desta dissertação é para além de analisar os vários métodos que podem ser utilizados para determinação da capacidade resistente das estacas, compreender o comportamento de fundações por estacas em solos argilosos moles quando carregadas axialmente, aplicando este conceito a um caso prático na Cidade do México, onde este tipo de solos estão bem presentes. Deste modo, foi utilizado o Regulamento de Fundações do Distrito Federal do México – NTCDCC, sendo que apresentam algumas diferenças relativamente ao Regulamento Nacional (EN 1997-1). Utilizou-se o programa *FB-Multipier* (2014) para simular o modelo a considerar para a fundação a aplicar num tramo de um dos viadutos da autoestrada “*Siervo de la Nación*” a ser realizada na Cidade do México, de forma a compreender o comportamento da fundação na presença de solos argilosos moles, e obter os esforços nas estacas para assim verificar a segurança tendo em conta o Regulamento de fundações utilizado no Distrito Federal do México tanto para estados limite últimos como para estados limite de serviço.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

No que concerne a organização e apresentação desta dissertação, esta encontra-se desenvolvida por 9 capítulos.

No capítulo 1, é apresentada a introdução ao tema da presente dissertação, bem como os objetivos propostos e a organização da mesma.

No capítulo 2, é abordada a caracterização geológica e geotécnica da Cidade do México, onde são apresentadas as características do solo da região, a divisão da cidade em zonas tendo em conta os tipos de solos presentes e o tipo de estratigrafia de cada zona. É apresentado também um contexto histórico e geológico da Cidade do México, de forma a se perceber o surgimento dos solos característicos da cidade, tal como perceber a razão dos grandes assentamentos regionais dos solos da mesma. É também abordado neste capítulo, as soluções adotadas na região para fundações profundas, dando ênfase a estacas de atrito uma vez que, será este tipo de fundação tratada nesta dissertação.

No capítulo 3, é apresentado a forma como as estacas se comportam sobre carregamento axial vertical em solos argilosos moles, a forma de classificação de estacas, e também são apresentadas quais as consequências induzidas pela cravação de estacas em solos argilosos moles, sendo este o método de execução (cravação) mais adequado em solos deste tipo. Por fim, descreve-se de uma forma sucinta o regulamento utilizado no Distrito Federal do México para Fundações (NTCDCC) relativamente ao carregamento axial, tal como as normas impostas pelo Eurocódigo 7 -1991-1 - Projeto geotécnico, de forma a fazer-se uma comparação sintetizada entre estes dois regulamentos.

No capítulo 4, são apresentados métodos analíticos para a determinação da resistência lateral e de ponta de estacas cravadas em solos argilosos moles.

No capítulo 5, são descritos dois métodos para a determinação da capacidade de carga de estacas em solos argilosos moles, baseados em ensaios de campo. Um dos ensaios é o ensaio com pressiómetro de Ménard, sendo que para este ensaio foi abordado o método LCPC (AFNOR 2012), e o segundo ensaio a considerar é o ensaio CPTu, ou ensaio com piezocone, sendo que é descrito o método de Eslami e Fellenius (1997).

No capítulo 6 é abordado o efeito de um grupo de estacas, tendo em conta o comportamento de uma estaca isolada, e também é abordado o dimensionamento clássico baseado em “cargas de serviço”. É descrito um método utilizado na Cidade do México para estacas de atrito cravadas em solos argilosos moles saturados para determinação dos assentamentos de um grupo de estacas por consolidação, sendo que os assentamentos elásticos ou imediatos são desprezáveis relativamente aos assentamentos por consolidação, tal como já foi referido. É descrito também uma metodologia para a definição das curvas p-y, ou seja as curvas que permitem definir a relação carga-deformação lateral entre o solo e a fundação.

No capítulo 7, é aplicado tudo o que foi exposto nos capítulos anteriores, num caso prático de uma fundação de estacas de atrito de um tramo de um viaduto de uma autoestrada na Cidade do México denominada “*Siervo de la Nación*”.

No capítulo 8, são apresentadas as conclusões de tudo o que foi apresentado nos capítulos anteriores, e são propostos alguns desenvolvimentos futuros que podem ser realizados como continuação desta dissertação que não foram aqui abordados.

2

CARATERÍSTICAS GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS DA CIDADE DO MÉXICO

2.1. GEOLOGIA E CONTEXTO HISTÓRICO

A bacia do México permaneceu aberta durante 700 mil anos, até que uma grande atividade vulcânica formou uma enorme cortina natural: A serra de *Chichinautzin*, que fechou a bacia, e obstruiu a drenagem que era realizada até o rio Balsas. Por esta razão, deu-se o armazenamento de água dando origem a vários lagos. Os rios que desciam os vales das serras circundantes depositaram em fortes aluviões, materiais muito diversos que convergiram nesses lagos. A parte central da bacia foi-se preenchendo com carregamentos siltes-arenosos, siltes-argilosos e emissões de cinzas provenientes dos vulcões do sul. Aos pés das serras e devido à mudança brusca do declive dos rios, localizam-se grandes depósitos aluvionares de composição muito variável, devido a uma erosão dinâmica devido a chuvas intensas – Auvinet, Juárez (2011).

Desta forma, os depósitos lacustres quaternários da bacia do México no Sul (*Chalco*), no centro (vale do México) e no Norte (*Cuatitlán-Zumpango*) são o resultado do encerramento da Serra de *Chichinautzin* no quaternário superior. Embora esses depósitos tenham a mesma origem de lacustres (sedimentação num lago superficial e deposição horizontal) estes diferem nas suas características. No sul da bacia originaram-se por acumulação de tufos principalmente basálticos, no centro por acumulação de tufos principalmente andesíticos e no norte por acumulação de tufos pomíticas dacítico-riolíticas – Auvinet, Juárez (2011).

Atualmente, o chamado Vale do México é realmente uma bacia fechada localizada na parte mais alta e extremo sul do planalto mexicano. É delimitado a norte pelas montanhas *Tepozotlan*, *Tezontlalpan* e *Pachuca*, a leste pelas planícies de *Apan* e da *Sierra Nevada*, a sul pelas montanhas de *Chichinautzin* e *Ajusco*, e a Oeste pela *Sierra de las Cruces*, *Monte Alto* e *Monte Bajo*. A sua superfície é de cerca de 9600 km², dos quais apenas 30 % é plana. A geologia do Vale do México tem sido objeto de muitos estudos. Fisiograficamente, a bacia do México pertence ao Neovulcânico, um conjunto vulcânico que atravessa o território mexicano de leste a oeste. A área metropolitana da Cidade do México é limitado por grandes elevações topográficas: A *Sierra de las Cruces* a oeste, a *Sierra de Guadalupe* a norte, a leste a *Sierra Nevada* e para o sul a *Sierra de Chichinautzin*. Duas grandes unidades vulcânicas dominam o este do vale, designadas por *Popocatepetl* e *Iztaccihuatl* – Cervantes (2013).

2.2. CARATERÍSTICAS DO SOLO

2.2.1. ESTRATIGRAFIA DO SOLO

Os perfis típicos dos solos na Cidade do México são formado por 3 camadas que são distinguidas por formação argilosa superior (FAS), formação argilosa inferior (FAI), e depósitos profundos (DP). As argilas da formação argilosa superior são separadas da formação argilosa inferior por uma camada dura (CD) tratando-se de um estrato arenoso-argiloso com 3 metros de espessura, a uma profundidade típica

de 30 a 35 metros. Geralmente, a formação argilosa superior é coberta por uma crosta e/ ou um preenchimento artificial de variadas espessuras – Centeno (2009).

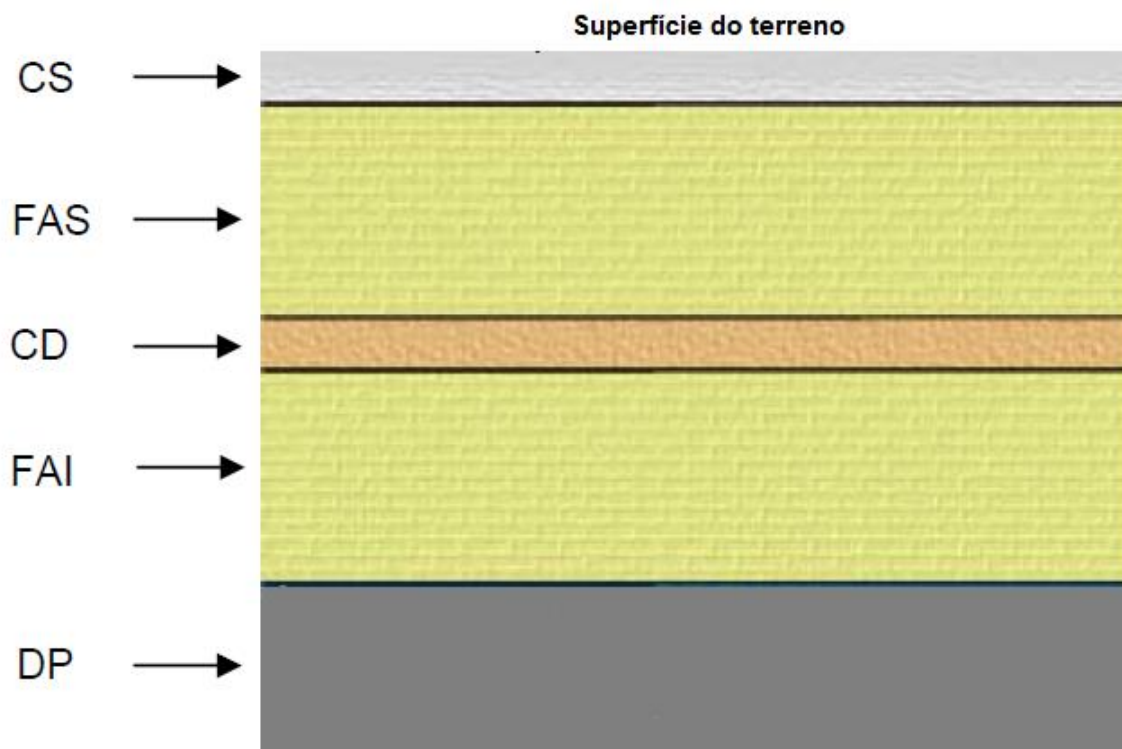


Figura 2.1 – Distribuição estratigráfica – Centeno (2009)

As camadas acima dos depósitos profundos são solos de baixa resistência e permeabilidade, com uma alta compressibilidade.

2.2.2. ZONAMENTO GEOTÉCNICO

No Regulamento de Construções para o Distrito Federal (RCDF) definem-se as seguintes zonas geotécnicas na Cidade do México – GDF (2004a):

- Zona I (Montanhas): Formadas por rochas ou solos geralmente firmes que foram depositados fora do ambiente lacustre, mas onde pode existir superficialmente ou intercalados, depósitos arenosos em estado solto ou coesivo, relativamente moles. Nesta zona, é frequente a presença de cavidades em rochas, de cavernas e túneis escavados em solo para exploração de minas de areia e de camadas superficiais não controlados.
- Zona II (Transição): Os depósitos mais profundos encontram-se a 20 m de profundidade, ou menos, e são constituídos predominantemente por estratos arenosos e siltes arenosos intercalados com camadas de argila lacustre; A espessura destas camadas é variável entre dezenas de centímetros e poucos metros.

- Zona III (Lago): Integrada por potentes depósitos de argila altamente compressíveis, separados por camadas arenosas com um diverso teor em silte ou argila. Estas camadas arenosas são geralmente medianamente compactas a muito compactas e de espessura variável de centímetros a vários metros. Os depósitos lacustres estão muitas vezes cobertos superficialmente por solos aluvionares, materiais secos e camadas artificiais; a espessura deste conjunto pode ser superior a 50 metros.

As “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*” – GDF (2004b), apresentam um mapa de zonamento geotécnica que delimita as zonas (Figura (2.2)):

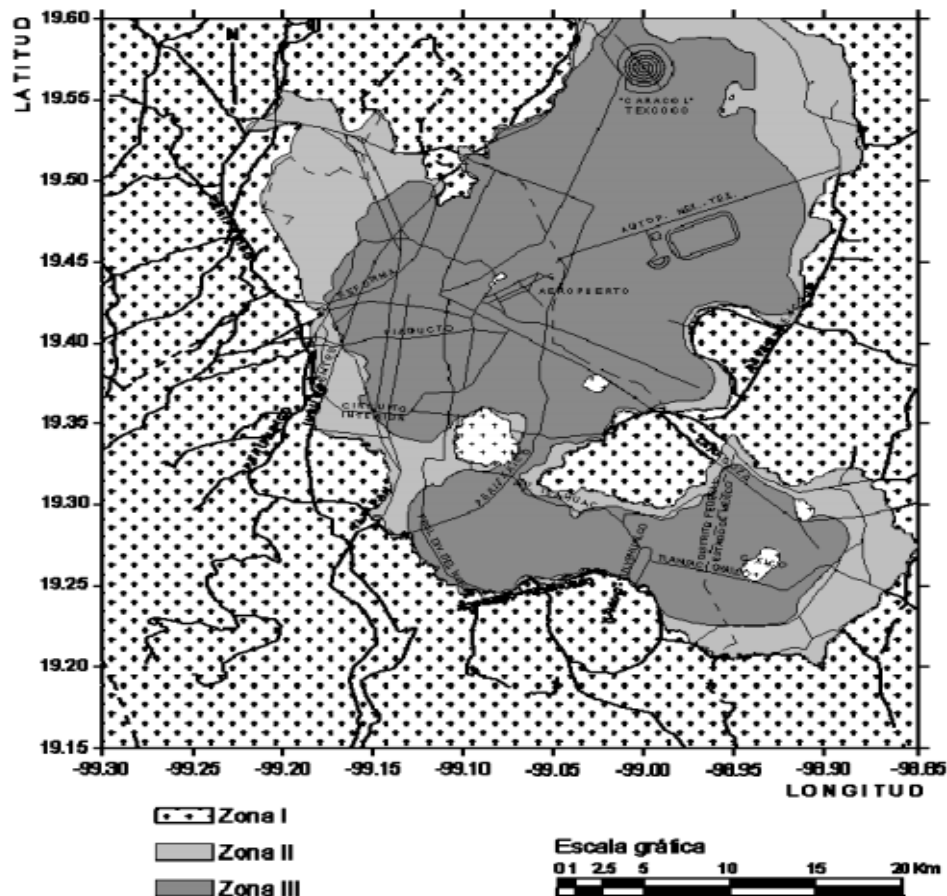


Figura 2.2 – Zonas geotécnicas da Cidade do México – GDF (2004b)

2.3. PROPRIEDADES DAS ARGILAS DA CIDADE DO MÉXICO

2.3.1. PROPRIEDADES ÍNDICE

Nos solos granulares, o índice de vazios do solo não depende do teor em água, sendo que o índice de vazios de um solo granular é o parâmetro que permite antecipar, pelo menos de um modo qualitativo, o comportamento mecânico do solo. Ao contrário do que acontece com os solos granulares, nos solos argilosos, o teor em água é o parâmetro físico fundamental para antecipar o comportamento mecânico do solo. Nestes solos finos e saturados o índice de vazios já depende do teor em água.

Para valores muito elevados do teor em água a mistura água-solo comporta-se como um líquido. Reduzindo de forma homogénea e progressiva o teor em água, a partir de certo ponto a pasta passa a ter um comportamento moldável, isto é, conserva a forma que lhe for conferida por qualquer processo.

Prosseguindo na redução do teor em água, a partir de certo valor desta grandeza o solo passará a ser friável, ou seja, separa-se em fragmentos quando se tenta moldá-lo. Se a redução do teor em água continuar, a partir de certo ponto deixa de haver redução de volume (ou índice de vazios), passando a secagem a fazer-se a volume constante – Matos Fernandes (2006).

Deste modo, os limites de Atterberg limitam inferiormente os valores do teor em água para que o solo argiloso tenha um comportamento líquido ou um comportamento moldável, correspondentes ao limite líquido (W_L) e limite plástico (W_P), respetivamente. Através dos valores destes limites do teor em água, determina-se o índice de plasticidade (I_p) que é dado por:

$$I_p = W_L - W_P \quad (2.1)$$

O qual se exprime tal como o teor em água em percentagem.

Tanto os limites de liquidez e de plasticidade, como o índice de plasticidade, tendem a crescer com o carácter argiloso dos solos. Quando estes valores são elevados os solos dizem-se muito plásticos (é também usual a designação de argilas gordas para os solos argilosos de alta plasticidade). Os solos mais recentes apresentam normalmente um teor em água muito próximo do limite de liquidez, apresentando um comportamento líquido uma vez que o processo de consolidação da argila ainda não se deu por completo – Matos Fernandes (2006).

Os valores médios das propriedades índice para os solos na Cidade do México são apresentados no quadro (2.1). Em algumas áreas da zona lacustre, o teor em água deste material pode de facto ser mais elevado do que o valor indicado no quadro (2.1) podendo exceder os 500 %, enquanto que o índice de plasticidade (I_p) poderá exceder os 300 % - Auvinet, Juárez (2011).

Quadro 2.1 – Valores médios típicos das propriedades índice na zona do Lago – Auvinet, Juárez (2011)

Propriedades	FAS	CD	FAI
Teor em água, W %	270	58	191
Limite líquido, W_L %	300	59	288
Limite plástico, W_P %	86	45	68
Densidade dos sólidos, S_s	2,3	2,58	2,31
Índice de vazios inicial, e_0	6,17	1,36	4,53
Resistência à compressão não confinada, q_u KN/m ²	85	24	160

A formação argilosa superior apresenta por análise do quadro (2.1), um grande carácter argiloso, apresentando um elevado limite de liquidez e do índice de plasticidade. São, portanto, solos muito plásticos.

2.3.2. PROPRIEDADES MECÂNICAS

Os materiais dos depósitos argilosos do subsolo da Cidade do México são caracterizados pela sua alta compressibilidade. O coeficiente de compressibilidade, definido como o quociente entre o decréscimo da taxa de vazios e o respetivo incremento de pressão aplicada poderá alcançar valores tão elevados

como 0,06 m²/kN. A resistência ao corte da argila é tão elevada ao contrário do que seria de esperar, tendo em conta o elevado teor em água – Auvinet, Juárez (2011).

Investigações experimentais demonstram que uma resposta dinâmica de argilas depende fortemente do nível de tensão induzido. Para baixas deformações, a resposta é relativamente linear, a argila tem uma baixa capacidade de dissipar energia, e a degradação com o número de ciclos de aplicação de tensão é desprezável. Para grandes deformações, a resposta é fortemente não linear, o amortecimento aumenta notavelmente e a degradação da rigidez poderá ser considerável. A tensão limite de corte entre o comportamento linear e não-linear das argilas depende das características das argilas, sendo que o mais importante é o índice de plasticidade (I_p). Para as argilas plásticas da Cidade do México, o valor do índice de plasticidade é maior do que 200 %. O comportamento destas argilas permanece praticamente elástico com um baixo amortecimento até um nível de tensão angular da ordem dos 0,5 %. Isso contribuiu para explicar os grandes efeitos no local registados na zona do lago na Cidade do México durante o terramoto de 1985. Para uma grande amplitude de tensão cíclicas, a estrutura da argila degrada-se continuamente causando variações da pressão neutra reduzindo assim a sua rigidez e resistência – Auvinet, Juárez (2011).

Na zona do lago, nos depósitos de argila mole mais recentes (FAS), as velocidades das ondas de corte andam entre 40 a 90 m/s. A camada superficial e a camada dura abaixo da argila poderá contudo apresentar valores mais elevados de velocidade – Auvinet, Juárez (2011).

2.4. ASSENTAMENTO REGIONAL

2.4.1. GENERALIDADES

Os solos que se denominam “em processo de consolidação”, são aqueles em que este fenómeno é induzido mediante a bombagem de água subterrânea, gerando assim um assentamento generalizado que também é conhecido no México por assentamento regional – Cervantes (2013).

Isto leva a grandes problemas, como danos em sistemas de drenagem e transporte, afetação nas instalações municipais, a aparente “emersão” de edifícios com fundações profundas, entre outros. Estes problemas, têm despertado já há vários anos, o interesse de engenheiros e investigadores, para o desenvolvimento de metodologias de dimensionamento e sistemas de fundação que possam prever e enfrentar este fenómeno da melhor maneira possível, de modo a assegurar o bom funcionamento das obras civis durante a sua vida útil. O assentamento regional apresenta-se em várias cidades no mundo, sendo que uma delas é a Cidade do México – Cervantes (2013).

2.4.2. HISTÓRIA DO ASSENTAMENTO NA CIDADE DO MÉXICO

A bacia do Vale do México contava com cinco lagos, sendo o mais importante o lago Texcoco. Após a drenagem dos lagos no século XVIII, começou a expansão da cidade sobre os depósitos de solos onde anteriormente se encontravam os lagos (Figura 2.1). Estes solos lacustres caracterizam-se pelo seu grande teor em água, assim como a sua extraordinária compressibilidade.



Figura 2.3 – Distribuição dos antigos Lagos do Vale do México – Cervantes (2013)

Pelo ano de 1900, o abastecimento de água potável da Cidade do México, era realizado por meio do aqueduto de *Xochimilco*, e era suficiente para os 500 000 habitantes (aproximadamente). Esta fonte foi suficiente até aproximadamente 1930, enquanto o crescimento demográfico era gradual. Após esses anos, iniciou-se uma forte migração para a capital do país e seus arredores, ocasionando uma explosão demográfica importante que derivou numa forte problemática no abastecimento de água potável à cidade. Para satisfazer essas necessidades, construiu-se um grande número de poços profundos, que apenas requeriam um equipamento de bombagem, e algumas tubagens de distribuição locais, que representou em seu tempo grandes vantagens económicas – Cervantes (2013).

Em 1925, Roberto Gayol observou o assentamento generalizado da cidade. Foi estabelecido que a perda de pressão nos aquíferos devido ao bombeamento da água induziu fortes mudanças no estado de esforços efetivos, e foi feita a comparação entre o desenvolvimento teórico do fenómeno, a Teoria de Terzaghi, e as medições experimentais. Foi através de um exaustivo estudo feito ao subsolo da Cidade do México pelo Professor Raul Marsal, que se comprovou a influência da exploração dos mantos aquíferos no assentamento regional – Cervantes (2013).

Em anos recentes levou-se a cabo o controlo da bombagem de água subterrânea e com isto as perdas de pressão neutra, no entanto, a procura crescente do líquido vital, e a dificuldade de trazer água de outras fontes da zona metropolitana, fez com que fosse necessária a exploração dos mantos aquíferos profundos. Em 2009, o volume de água bombeada do aquífero localizado debaixo da cidade era de aproximadamente 52,2 m³/s, que representava 72 % da água potável que abastece a cidade – Cervantes (2013).

A magnitude do assentamento e as suas velocidades variam de uma zona da cidade à outra, uma vez que depende das espessuras dos estratos argilosos compressíveis, da bombagem da zona, das anomalias geotécnicas, entre outros fatores. A zona que apresenta maior assentamento, está nas proximidades del *Cerro del Marques* onde se registaram assentamentos totais de 13,5 m. É precisamente nesta zona e no

lago de *Chalco* onde se medem as velocidades de assentamento mais altas, que chegam a alcançar os 40 cm/ano (zona do lago). A área do centro histórico, apresentam velocidades de assentamento de aproximadamente 8 cm/ano – Cervantes (2013).

2.4.3. PROBLEMAS NAS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

Os assentamentos regionais têm afetações importantes nas fundações localizadas sobre estratos resistentes, produzindo uma emersão aparente do edifício a longo prazo, uma vez que o edifício não segue a velocidade de assentamento do solo que o rodeia. Na seguinte figura ilustra-se esta problemática:

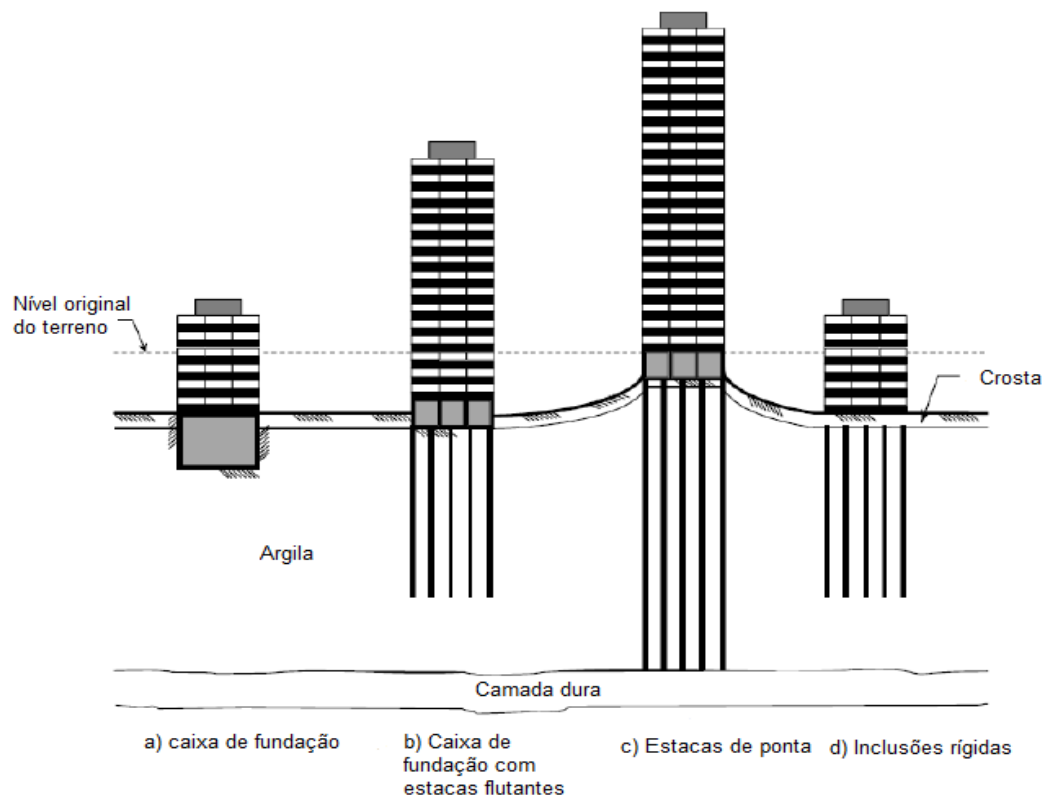


Figura 2.4 - Problemática da emersão aparente – Cervantes (2013)

Deste modo, tendo em conta o assentamento regional devido à bombagem de água na Cidade do México, relativamente a solos argilosos altamente compressíveis com uma espessura considerável típicos da zona lacustre (19 a 26 m), a configuração ideal para uma fundação profunda é uma fundação que não penetre numa camada dura de modo a evitar a emersão da estrutura. Caso a argila mole tenha uma espessura mais reduzida, seguida de uma camada dura, os assentamentos já serão menores, sendo que uma fundação apoiada na ponta por uma camada dura já será viável.

2.5. TIPOS E COMPORTAMENTOS DE FUNDAÇÕES NA CIDADE DO MÉXICO

A solução da fundação nas zonas lacustres da bacia do vale do México depende do tipo e função da estrutura, assim como das peculiaridades do subsolo em cada sítio. Existem vários tipos de fundações

usuais na região. Na figura (2.8) apresentam-se os esquemas dos diversos tipos de fundação profundas que são utilizados na Cidade do México.

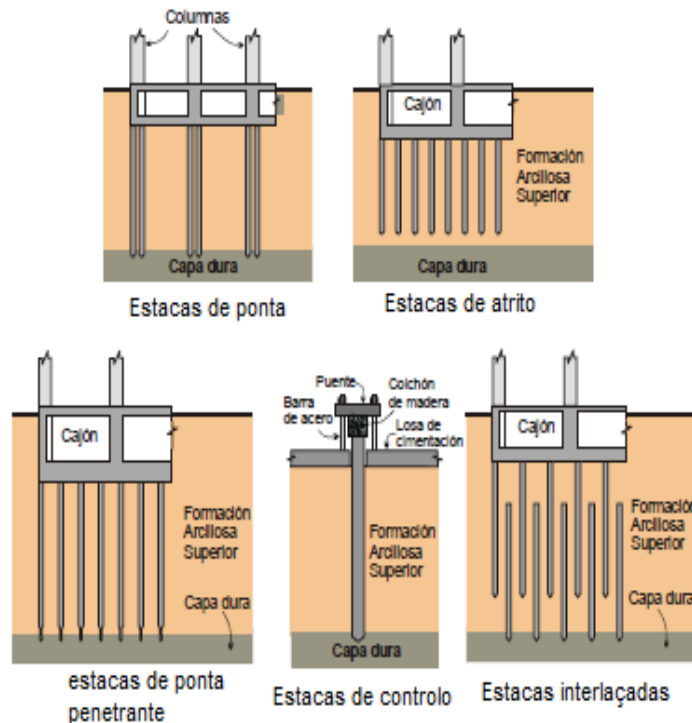


Figura 2.5 – Tipos de fundações profundas na Cidade do México – López (2007)

A fim de reduzir a pressão sobre o subsolo, introduziu-se o conceito de fundação compensada. Entende-se por fundação compensada aquelas em que se pretende reduzir o incremento de carga aplicado ao solo mediante escavações do terreno e uso de uma caixa de fundação localizada a uma certa profundidade – GDF (2004b).

Em fundações de edifícios de muitos pisos, na prática usual de todo o mundo, opta-se por utilizar estacas de ponta transferindo o peso da estrutura a estratos mais competentes. Contudo, devido ao assentamento regional da Cidade do México, assunto que foi abordado anteriormente neste capítulo, estas fundações exibiram uma emersão aparente relativamente à superfície do terreno circundante, provocando problemas nas instalações do edifício, e passando a apresentar uma aparência desagradável. Como alternativa a este tipo de fundação surgiu – Zeevaert (1957), a fundação mista compensada, constituída por uma caixa de fundação e por estacas de atrito, muito usado em edifícios de 6 a 15 pisos, aproximadamente. Neste caso, a ponta das estacas não toca num estrato duro, sendo que estas encontram-se completamente embebidos na formação argilosa superior. Também se passou a adotar este tipo de fundação para pontes e viadutos, ou para as linhas elevadas do metro localizadas na zona do lago, onde se encontram presentes grandes espessuras de argilas altamente compressíveis – López (2007).

Para as fundações de edifícios, surgiram soluções alternativas (três das quais se apresentam na figura 2.8), das quais pretendem aproveitar a alta capacidade das estacas de ponta, mas reduzindo os inconvenientes citados pela emersão mediante mecanismos especiais de controlo. Com estas soluções, os deslocamentos do edifício adequam-se aos movimentos da superfície do terreno circundante – López (2007).

As estacas de atrito são aquelas que transmitem cargas ao solo principalmente ao longo da sua superfície lateral. Em solos moles, usam-se habitualmente como complemento de um sistema de fundação parcialmente compensada para reduzir assentamentos. Neste caso, as estacas têm geralmente a capacidade para suportar por si os solos e o peso da construção, e trabalham ao limite em condições estáticas, pelo que não podem contribuir para as solicitações acidentais e inclusive podem, de acordo com a experiência, perder uma parte importante da sua capacidade de carga em condições sísmicas, pelo que se torna prudente ignorar a sua contribuição na capacidade de carga global. Opcionalmente, as estacas de atrito podem usar-se para suportar o peso total da estrutura e assegurar a estabilidade. O espaçamento desejado entre a ponta das estacas de atrito e toda a camada dura deverá ser suficiente para que em nenhuma condição possa chegar a apoiar-se nesta camada, de forma a evitar-se a emersão da estrutura, que não é de todo o desejado – GDF (2004b).

Os critérios de dimensionamento para estacas de atrito dependem das deformações admissíveis, e consequentemente, da função tanto das estacas como da caixa de fundação. Nos detalhes de dimensionamento existem todas as soluções possíveis, desde casos com um escasso número de estacas, como um número excessivo de estacas. Nas “*Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones*” de 1957, privava um critério conservador mas conduzia a um número indefinido de estacas. Nas normas de 1972 atualizadas, permitiam-se um número audaz de estacas, porque se aceitava a combinação de capacidade de carga da laje e das estacas sendo que as deformações de ambos elementos são incompatíveis. As fundações assim dimensionadas foram as que mais falharam durante os sismos de 1985 e foram muito desprestigiadas sendo que muitos se referiam a elas como “estacas de ficção”. As Normas Técnicas do Regulamento de Emergência de 1985 refletiram sobre as incertezas relativamente ao comportamento das estacas de atrito presentes depois da catástrofe e consequentemente, resultaram ser demasiado conservadoras pois conduzem a um excessivo número de estacas. As normas de 1990 levam a um número racional de estacas. Estas estacas recuperaram a sua credibilidade e, voltaram-se a usar com frequência – Santoyo et al (2005).

3

GENERALIDADES SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTACAS SOB CARREGAMENTO VERTICAL EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

3.1. INTRODUÇÃO

O estudo do comportamento de fundações profundas é um assunto bastante complexo, devido essencialmente a incertezas que se podem agrupar nos seguintes grupos:

- Caracterização do terreno de fundação;
- Efeitos do processo de instalação associados ao tipo de estaca;
- Avaliação da carga última de estacas isoladas;
- Avaliação da relação carga-assentamento de estacas isoladas;
- Avaliação do comportamento global das fundações (estacas de grupo) – esforços e assentamentos das estacas, influência do maciço de encabeçamento.

Devido ao facto das condições do terreno poderem ser bastante variáveis, tanto em profundidade como em planta, tal como a variabilidade do solo e a estratigrafia do solo poderão implicar comprimentos de estaca diferentes e/ou condições de apoio diferenciadas, o que para além de aspetos económicos e construtivos, é também importante para a análise do comportamento global da fundação.

As estacas transferem carga:

- para o solo circundante fruto da resistência mobilizada ao longo do fuste – resistência lateral;
- para o solo subjacente à base da estaca – resistência de ponta.

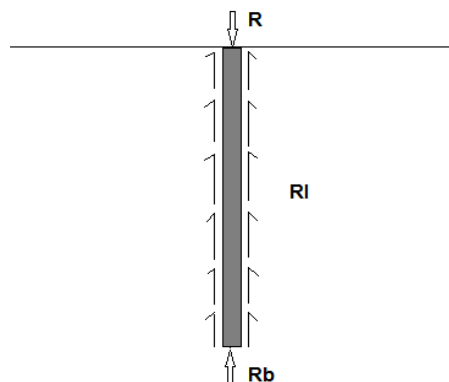


Figura 3.1 – Mecanismos de transferência de carga de estacas solicitadas axialmente

A resistência total da estaca é a soma destas duas componentes:

$$R_{total} = R_s + R_b \quad (3.1)$$

Em que R_s e R_b são a resistência lateral e a resistência de ponta, respetivamente, e são determinadas pelas expressões seguintes:

$$R_s = \sum_{i=1}^n q_{si} \times A_{li} \quad (3.2)$$

$$R_b = q_b A_b \quad (3.3)$$

Em que:

n - nº de camadas;

q_{si} - resistência lateral unitária na camada i [kN/m²]

A_{si} - área lateral correspondente à camada i [m²]

q_b - resistência de ponta unitária [kN/m²]

A_b - área da secção transversal da base da estaca [m²].

Muitas estacas em argila mobilizam grande parte da sua resistência ao longo do seu fuste (resistência lateral). Nas argilas, a razão entre a resistência unitária de ponta e lateral ao longo do fuste é igual a 10 a 20 %, ao contrário do que se passa nos solos granulares em que o valor dessa razão é de 50 a 100 % – Fleming et al (2009). Desta forma, em solos argilosos a resistência lateral representa a parcela preponderante da resistência, enquanto nas areias a repartição da resistência entre as componentes lateral e de ponta é mais equilibrada.

Existem várias formas para estimar a capacidade de carga. Esta capacidade de carga pode ser estimada a partir da resistência ao corte do solo avaliado em laboratório ou *in situ*, dos resultados de ensaios de campo (SPT, CPT, PMT), das fórmulas de cravação ou da equação da onda, e dos resultados de ensaios de carga (estáticos ou dinâmicos). O capítulo 4 descreve alguns métodos analíticos para determinação da capacidade de carga a partir da resistência ao corte do solo avaliada em laboratório ou *in situ*, e posteriormente o capítulo 5 descreve métodos para estimar a capacidade resistente a partir de ensaios de campo, dando relevância aos ensaios CPT e PMT, uma vez que se tratam de solos argilosos moles, sendo que o ensaio SPT é realizado apenas em solos mais resistentes.

3.2. CLASSIFICAÇÃO DE ESTACAS

Relativamente ao processo de execução podem haver estacas cravadas ou estacas moldadas. As estacas moldadas podem ser executadas sem tubo moldador, onde os equipamentos utilizados são de trado contínuo, trado curto, ou lamas betoníticas, ou então podem ser executadas com tubo moldador que pode ser recuperável ou perdido.

As estacas podem ser divididas em três categorias -Tomlinson et al (2008):

- Estacas de grande deslocamento: compreendem estacas de secção sólida ou estacas de secção oca com a extremidade inferior fechada. Podem ser cravadas ou injetadas no solo o que provoca um deslocamento do solo. Todos os tipos de estacas cravadas ou moldadas no local pertencem a esta categoria. Estacas de grande diâmetro e estacas executadas por rotação de trado contínuo são muito usadas em solos contaminados e solos moles.
- Estacas de pequeno deslocamento: Podem também ser cravadas ou injetadas no solo mas a área da sua secção é reduzida. São incluídas neste tipo de estacas as estacas de aço de secção H ou as estacas tubulares ou secções retangulares cravadas com a extremidade inferior aberta (base) de tal modo que o solo entra na secção oca. Quando se forma um rolhão na base da estaca, passam a ser estacas de grandes deslocamentos.
- Estacas de substituição: O processo de instalação consiste em retirar solo para posteriormente passar-se à execução da estaca. A escavação implica a utilização de lamas de estabilização, de um suporte (temporário ou definitivo) ou da combinação de ambos para suportar o solo antes da betonagem da estaca.

A escolha de um determinado tipo de estaca será influenciada pela localização da obra, do tipo de estrutura, das condições do solo, e da durabilidade. Para solos finos como é o caso dos siltes e das argilas, o modo de execução que é mais favorecido é o que se escava através de um trado, utilizando lamas betoníticas para suportar o furo. Porém, este tipo de execução não é aconselhável em argilas muito moles, isto é, em solos de alta compressibilidade, sendo que o método de execução mais eficaz neste tipo de solos é o método por cravação de estacas já pré-fabricadas, ou betonadas no local -Tomlinson et al (2008).

Deste modo, nesta dissertação apenas são consideradas as estacas cravadas uma vez que se tratam de solos argilosos moles de alta compressibilidade, solos esses que caracterizam a Cidade do México.

3.3. ESTACAS CRAVADAS

Segundo Mello (1969) em Poulos et al (1980), a cravação de estacas num solo provoca naturalmente efeitos no mesmo tais como:

- Reestruturação ou alteração estrutural parcial do solo circundante da estaca;
- Alteração do estado de tensão do solo na vizinhança da estaca;
- Dissipação do excesso de pressão neutra desenvolvido à volta da estaca (consolidação);
- Fenómeno de longa duração de resistência recuperada no solo.

A cravação de estacas em argilas provoca inicialmente uma perda considerável da resistência não drenada da argila devido à reestruturação da mesma por cravação com um teor de água constante - Poulos et al (1980). O volume de solo deslocado densifica o solo circundante à estaca. Cria-se assim, uma zona de perturbação com um raio de cerca de 3 a 5 diâmetros – Bowles (1996). A tensão radial efetiva é superior à tensão horizontal de repouso do solo. O deslocamento radial do solo resultante do processo de cravação gera excessos de pressão neutra na proximidade da estaca. Este excesso de pressão neutra induzido decresce rapidamente para grandes distâncias em relação à estaca, dissipando-se rapidamente - Poulos et al (1980). Na vizinhança da estaca, são desenvolvidos elevados excessos de pressão neutra, em alguns casos aproximadamente 1,5 a 2,0 vezes o incremento de tensão vertical *in situ*. Nesta zona perturbada ou zona de rotura do solo circundante à estaca, a pressão neutra é máxima e constante, e a cravação de estacas adjacentes aumenta ligeiramente o valor da pressão neutra nesta zona.

Segundo Airhart et al (1969) em Poulos et al (1980), perto da ponta a estaca podem ser desenvolvidas maiores valores de excesso de pressão neutra de um valor de 3 a 4 vezes maior do que o incremento de tensão efetiva vertical.

Relativamente a argilas normalmente consolidadas o valor da razão entre a distância radial à estaca pelo raio da estaca é igual a 4, sendo 8 para argilas sensíveis. Ocorre um decréscimo com o aumento da distância radial à estaca, r . Para um valor desta razão de 30, o excesso de pressão neutra torna-se desprezável - Poulos et al (1980). Neste tipo de argilas, a dissipação desse excesso de pressões neutras (que poderá atingir valores da ordem de 4 a 6 vezes c_u – Das (1999)) é mais lento. Resulta assim que nesta fase há uma diminuição de tensões efetivas e, portanto, da resistência. Qualquer carregamento será resistido pelo solo em condições não drenadas. Com o tempo o excesso de pressões neutras vai-se dissipando e o solo experimenta profundas alterações do arranjo estrutural, alterações essas que traduzem uma melhoria do comportamento mecânico do solo, através de uma redução da deformabilidade e aumento da resistência.

Assim, após consolidação, a resistência lateral mobilizada poderá ser superior à resistência inicial do solo, face ao processo de consolidação e também à tendência de argilas moles para preencherem eventuais fissuras que surjam resultantes do processo de cravação. Esta será a razão de no método α que será apresentado no capítulo 3, para o cálculo de resistência lateral em solos coesivos se considerar a possibilidade da resistência lateral ser superior à resistência não drenada inicial do solo, para valores de c_u inferiores a cerca de 40 kPa – Bowles (1996).

O excesso de pressão neutra produzido durante a cravação de estacas provoca a reconsolidação do solo circundante o que faz com que se produza atrito negativo na estaca. Este aspeto será abordado de seguida neste capítulo em 3.4.

3.4. ATRITO NEGATIVO. CARGA RESIDUAL

Construções em sítios sustentados por solos argilosos moles muitas vezes exigem a colocação de aterros superficiais para elevar a superfície do solo. Algumas razões que levam à colocação destas camadas são – Conduto (2001):

- Fornecer proteção contra inundações de lençóis de água próximos;
- Fornecer suficiente drenagem superficial;
- Fornecimento de uma camada firme de solo para suportar pavimentos e outros pesos leves;
- Acomodar mudanças de temperatura.

O peso dessa camada superficial pode causar a consolidação do solo subjacente, o que faz com que tanto o aterro superficial colocado como o solo compressível se mova no sentido descendente. Contudo, se o solo profundo estiver apoiado num solo competente, este experimenta um assentamento muito reduzido. Devido a esse assentamento do solo compressível, a resistência lateral passa a atuar na parte inferior da estaca, sendo que na parte superior a resistência torna-se uma carga. A esta carga dá-se o nome de carga de atrito negativo “*downdrag*”. Estas cargas podem aparecer não só devido ao peso da camada superficial colocada, mas também devido ao rebaixamento do nível freático, ou como vimos anteriormente, devido à cravação de estacas que leva a um excesso de pressão neutra no solo à volta da estaca, excesso esse que será dissipado o que provoca a consolidação do solo. As cargas de atrito negativo desenvolvem-se sempre que o solo se desloque no sentido descendente em relação à estaca, isto é, sempre que o solo sofra um assentamento superior ao da estaca. Apenas uns milímetros de movimento é suficiente para mobilizar toda a resistência lateral. Este assunto será retomado no capítulo 6.

A carga residual é uma pré-carga da estaca provocada pelo solo, algumas das quais se desenvolvem durante a cravação e outra é causada pela reconsolidação do solo. Corresponde, assim, à carga instalada na estaca imediatamente antes da realização de um ensaio estático. Essas resultam do atrito negativo na zona superior da estaca que resulta da dissipação do excesso de pressão neutra devido ao processo de instalação - Fellenius (2004).

3.5. PROCEDIMENTO REGULAMENTAR

3.5.1. GENERALIDADES

Para o dimensionamento das estacas de fundação, o regulamento a ter em conta nesta dissertação é o regulamento usado no Distrito Federal da Cidade do México para o dimensionamento e construção de fundações denominado “*Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC)*” - GDF (2004b), que será aplicado no capítulo 8 a um caso prático.

Neste sub-capítulo, considerou-se também o Eurocódigo 7- Projeto geotécnico (1997-1), para se poder verificar quais as principais diferenças entre as normas usadas na Cidade do México para o dimensionamento de fundações (NTCDCC), e as Normas Nacionais (EN 1997-1).

3.5.2. NTCDCC

3.5.2.1. Verificação de segurança da fundação

No dimensionamento de toda a fundação, consideram-se os seguintes estados limite além dos correspondentes aos membros da estrutura:

- Estado limite último (ELU): Representa um limite para que a fundação não sofra flutuação, para que o solo não passe a ter um comportamento plástico local ou geral sob a fundação, e rotura estrutural das estacas, pilares ou outros elementos de fundação. A avaliação da segurança de uma fundação face ao estado limite último consistirá em comparar para cada elemento da fundação, e para o seu conjunto, a capacidade de carga do solo com as ações de dimensionamento, afetando a capacidade de carga nesta com um fator de resistência e as ações de dimensionamento com os seus respetivos fatores de carga.
A capacidade de carga dos solos da fundação calcula-se por métodos analíticos ou empíricos suficientemente apoiados em evidências experimentais determinadas a partir de ensaios de carga. A capacidade de carga da base de qualquer fundação calcula-se a partir da resistência média do solo ao longo da superfície potencial de rotura correspondente ao mecanismo mais crítico. No cálculo toma-se em conta a interação entre as diferentes partes da fundação e entre esta e as fundações vizinhas.
Quando no subsolo da zona ou na sua vizinhança existem solos superficiais soltos, galerias ou outras particularidades, estas deverão tratar-se apropriadamente, e devem ser consideradas nas análises de estabilidade da fundação.

- Estado limite de serviço (ELS): Para este estado limite tem-se em conta o movimento vertical médio, o assentamento da fundação relativamente ao nível do terreno circundante, e a deformação diferencial da própria estrutura e das suas vizinhanças. Em cada um dos movimentos, considera-se a componente imediata sob carga estática, a carga acidental principalmente por sismo, a carga devido à consolidação do solo, e a combinação das três. O valor esperado de cada um desses movimentos deverá garantir que não se causaram danos intoleráveis na própria fundação, na superestrutura e nas suas instalações, aos elementos não estruturais, às construções vizinhas. Deve-se prestar grande atenção à compatibilidade a curtos e largos prazos do tipo de fundação selecionada com a das estruturas vizinhas. Na avaliação da fundação face ao estado limite de serviço deve-se tomar em consideração os limites indicados no quadro (3.1), relativamente aos movimentos verticais:

Quadro 3.1 – Limites de assentamentos segundo as NTCDCC

Zona	Assentamento	
	Construções isoladas (cm)	Construções vizinhas (cm)
Zona I	5	2,5
Zona II e III	30	15

3.5.2.2. Ações e combinações de ações

De acordo com o que é descrito na secção 2.3 das “*Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*”, as combinações de ações a considerar para o dimensionamento serão as seguintes:

- Primeiro tipo de combinações: Ações permanentes mais ações variáveis, incluindo as cargas vivas. Com este tipo de combinação analisa-se tanto os estados limite últimos (ELU) como os estados limite de serviço (ELS). As ações variáveis consideram-se com a sua intensidade média para finalidades de cálculo de assentamentos ou outros movimentos a longo prazo. Para a análise em estado limite último (ELU) considera-se a ação variável mais desfavorável com a sua intensidade máxima e as ações restantes com a sua intensidade instantânea. Entre as ações permanentes inclui-se o peso próprio dos elementos estruturais da fundação, os efeitos de assentamento regional sobre a fundação, incluindo o atrito negativo, o peso das camadas superficiais que gravitam sobre os elementos da infraestrutura, incluindo a água, os impulsos laterais sobre esses elementos e toda a ação que se gere sobre a própria fundação ou sobre a sua vizinhança.
- Segundo tipo de combinações: Ações permanentes mais ações variáveis com intensidade instantânea e ações acidentais (vento ou sismo). Com este tipo de combinações avaliam-se os estados limite último (ELU) e os estados limite de serviço (ELS) associados a deformações transitórias e permanentes do solo a carga acidental.

3.5.2.3. Verificação de segurança relativamente à capacidade de carga

Para demonstrar que uma fundação profunda isolada suporta a carga de cálculo com uma segurança adequada relativamente a uma rotura por uma falta de resistência do terreno, a seguinte desigualdade deve ser satisfeita para todos os casos de carga e combinações de carga para o estado limite último (ELU), segundo as NCTCC:

$$\sum QF_c \leq R \quad (3.4)$$

Em que:

$\sum QF_c$ é a soma das ações verticais a ter em conta na combinação considerada, afetada do seu correspondente fator de carga. As ações incluíram o peso próprio da infraestrutura e das estacas ou pilares e o efeito do atrito negativo que pode desenrolar-se sobre o fuste das estacas ou sobre a sua envolvente.

R é a capacidade de carga da estaca que se deve considerar igual à soma da resistência de ponta da estaca com a resistência lateral da estaca.

A resistência de ponta de estacas isoladas, $C_p (= R_b)$ calcula-se mediante a seguinte equação, para solos coesivos (solos argilosos moles):

$$C_p = (c_u N_c^* F_R \rho_v) A_p \quad (3.5)$$

Em que:

A_p é a área transversal da base da estaca;

ρ_v é a tensão vertical total devido ao peso do solo à profundidade da base da estaca;

c_u é a resistência não drenada do solo de apoio determinada através de ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU);

N_c^* é o coeficiente de capacidade de carga;

O valor do coeficiente N_c^* é determinado a partir do ângulo de atrito total, ϕ_u , a partir do seguinte quadro:

Quadro 3.2 – Valores dos coeficientes de capacidade de carga N_c^* (NCTDCC)

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

Os valores dos fatores de carga F_c a aplicar às ações para o dimensionamento de fundações serão para estados limites de serviço (ELS) unitários para todas as ações. Para estados limite últimos (ELU) aplica-se um fator de carga de 1,4 ao primeiro tipo de combinações de ações descrito em 3.5.2.2, e um fator de carga de 1,1 a todas as ações que intervêm no segundo tipo de combinações de ações descrito no mesmo ponto. Para ações ou forças internas cujo efeito é favorável à resistência ou estabilidade da estrutura, o fator de carga será igual a 0,9.

Os fatores de resistência, F_R , a aplicar à capacidade de carga de fundações determinada a partir de métodos analíticas ou de ensaios de campo serão os seguintes para todos os estados limite últimos (ELU):

- $F_R = 0,35$, para estacas que assentam num estrato competente (estacas de ponta);
- $F_R = 0,7$, para os restantes casos.

A resistência lateral da estaca, $C_f (= R_s)$ devido a esforços de compressão, é calculada a partir da seguinte equação:

$$C_f = A_l f F_R \quad (3.6)$$

Em que:

$C_f(R_s)$ é a resistência lateral da estaca;

A_l é a área lateral da estaca ;

$f(q_s)$ é a resistência lateral unitária.

Para solos coesivos moles da zona II e zona III (capítulo 2), a resistência lateral unitária considera-se igual à resistência não drenada do solo, c_u , que é determinada a partir de ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU).

3.5.3. EN 1997-1

Esta norma define 5 tipos de estados limites últimos, cuja definição aqui se transcreve (cláusula 2.4.7.1(1)P):

- “perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, considerados como corpos rígidos, em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno não têm influência significativa na capacidade resistente (EQU)”;
- “rotura interna ou deformação excessiva da estrutura ou de elementos estruturais (incluindo, por exemplo, sapatas, estacas ou paredes de contenção de caves), em que as propriedades de resistência dos materiais estruturais têm influência significativa na capacidade resistente (STR)”;
- “rotura ou deformação excessiva do terreno, em que as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm influência significativa na capacidade resistente (GEO)”;
- “perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido a levantamento originado por pressão da água (flutuação) ou por outras ações verticais (UPL)”;
- “levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno causados por gradientes hidráulicos (HYD)”.

Os tipos aqui considerados são os STR e GEO. Para a verificação destes dois estados limites últimos, a EN 1997-1 propõe as três abordagens seguidamente indicadas:

- Abordagem 1 - São consideradas as duas combinações seguintes: - Combinação 1 - utilizam-se os coeficientes parciais de segurança A1 (ações), M1 (parâmetros do solo) e R1 (resistência da estaca); - Combinação 2 - os coeficientes parciais a considerar são: A2 (ações), M1 ou M2 (parâmetros do solo) e R4 (resistência da estaca); a EN 1997-1 refere que os coeficientes M2 devem ser utilizados para ações geotécnicas desfavoráveis, como o atrito negativo.
- Abordagem 2 - considera apenas uma combinação de coeficientes parciais de segurança: A1(ações), M1 (parâmetros do solo) e R1 (resistência da estaca).
- Abordagem 3 - a resistência da estaca é determinada com base nos valores de cálculo dos parâmetros geotécnicos; os coeficientes a considerar são: A1 (ações transmitidas pela estrutura) ou A2 (ações geotécnicas – por exemplo, atrito negativo); M2 (parâmetros do solo); R3 (resistência da estaca); A utilização desta abordagem para projetos de estacas é em muitos casos difícil, em grande medida devido ao facto da caracterização geotécnica realizada não ser elaborada o suficiente para uma caracterização estatística dos parâmetros do solo suficientemente rigorosa. É também, das três abordagens, a mais conservativa.

Nos Quadros 3.3 a 3.5 são apresentados os coeficientes parciais de segurança para a resistência da estaca, para as ações e para as propriedades do terreno, conforme definido no EN 1997-1.

Quadro 3.3 – Coeficientes parciais de segurança para a resistência da estaca (EN 1997-1)

coeficientes	Estacas cravadas				Estacas moldadas				Estacas de trado contínuo			
	R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4
γ_b	1	1,10	1	1,30	1,25	1,10	1	1,60	1,10	1,10	1	1,45
γ_l	1	1,10	1	1,30	1	1,10	1	1,30	1	1,10	1	1,30
γ_t	1	1,10	1	1,30	1,15	1,10	1	1,5	1,10	1,10	1	1,40
γ_m	1,25	1,15	1,10	1,60	1,25	1,15	1,10	1,60	1,25	1,15	1,10	1,60

Quadro 3.4 – Coeficientes parciais de segurança para as ações (EN-1997-1)

Ação	Símbolo	Conjunto	
		A1	A2
Permanente	Desfavorável	1,35	1
	Favorável	1	1
Variável	Desfavorável	1,50	1,30
	Favorável	0	0

Quadro 3.5 – Coeficientes parciais de segurança para as propriedades do solo (EN 1997-1)

Parâmetro do solo	Símbolo	Conjunto	
		M1	M2
Ângulo de atrito efetivo, ϕ'	$\gamma_{\phi'}$	1	1,25
Coesão efetiva, c'	$\gamma_{c'}$	1	1,25
Resistência não drenada, c_u	γ_{cu}	1	1,40
Resistência à compressão uniaxial, q_u	γ_{qu}	1	1,40
Peso volúmico, γ	γ_{γ}	1	1

O valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca, $R_{c;d}$, deve ser obtido por:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d} \quad (3.7)$$

Para cada estaca, o valor da resistência de ponta, $R_{b;d}$, e da resistência lateral, $R_{s;d}$, devem ser obtidos através de:

$$R_{b;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} \quad (3.8)$$

$$R_{s;d} = \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (3.9)$$

Como alternativa, o valor de cálculo da resistência à compressão de uma estaca pode ser determinado a partir das seguintes expressões:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k} \quad (3.10)$$

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k} + R_{s;k}}{\gamma_t} \quad (3.11)$$

Os valores das resistências características, $R_{b;k}$ e $R_{s;k}$, podem ser obtidos através de ensaios de carga estáticos ou dinâmicos, ou a partir de ensaios de campo.

O EN 1997-1 atribui diferentes valores aos coeficientes parciais de resistência da estaca tendo em conta o método utilizado para a instalação das estacas. Já as NTCDDC, no que diz respeito aos coeficientes de resistência, apenas têm em conta o modo de funcionamento da estaca, se esta funciona por atrito lateral ou por ponta. Uma vez que para solos argilosos moles, o método de instalação das estacas é por cravação, vamos considerar os valores para os coeficientes parciais da resistência das estacas para as estacas cravadas. Verifica-se pelo quadro (3.3), que consoante o tipo de abordagem e combinação a considerar, os valores destes coeficientes para este tipo de estacas variam entre 1 e 1,30. Na NCTDCC, para estacas de atrito, multiplica-se o valor da resistência de cálculo por um coeficiente de resistência de 0,7, isto é, divide-se a resistência de cálculo por um valor de aproximadamente 1,43. Para estacas que funcionam por ponta, segundo a NCTDCC, o coeficiente de resistência, F_R , é igual a 0,35. Este valor implica dividir a resistência da estaca calculada por um valor de aproximadamente 2,86. Assim, conclui-se que as NTCDDC apesar de serem mais simplistas no que diz respeito aos fatores de segurança a aplicar à resistência da estaca, acabam por ser mais conservativas do que o EN 1997-1.

4

CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE
ESTACAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

4.1. RESISTÊNCIA LATERAL DE ESTACAS

4.1.1. INTRODUÇÃO

Muitas estacas em argilas mobilizam grande parte da sua resistência ao longo do seu fuste (resistência lateral). Os métodos de cálculo da resistência lateral dividem-se em dois grandes grupos: os métodos baseados em análises em tensões totais e os que são baseados em análise de tensões efetivas. Serão analisados dois métodos para estas duas análises. O método β relativamente a análises em tensões efetivas, e o método α relativamente a análises em tensões totais.

Apesar de uma análise em tensões efetivas ser mais fácil de implementar e tecnicamente mais correto, os engenheiros muitas vezes avaliam a resistência lateral em solos argilosos usando uma análise baseada na resistência não drenada, c_u . O método α é o caminho mais comum para formular este tipo de análise. Embora este método seja menos preciso do que o método β , tem sido muito mais usado o que faz com que haja uma base de experiência muito mais ampla – Conduto (2001).

Em argilas normalmente consolidadas e ligeiramente consolidadas os excessos de pressão neutra induzidos pelo processo de cravação (da ordem de 4 a 6 vezes a resistência não drenada) – Das (1999), dissipam-se com relativa rapidez (meses). Deste modo, no final da construção na maioria das situações o solo já se encontra consolidado. Com base neste raciocínio, vários autores argumentam que será mais apropriado efetuar uma análise em tensões efetivas, com base em parâmetros mecânicos do solo.

Segundo Tomlinson (2008), embora reconhecendo que tal procedimento será, porventura, mais racional, argumenta que as incertezas relativas aos parâmetros mecânicos e ao estado de tensão do solo circundante da estaca são demasiadas, pondo assim em causa a fiabilidade da análise. O mesmo autor considera que uma vez que os resultados publicados de ensaios de carga não contêm, na maior parte dos casos, informação relativa a parâmetros mecânicos em condições drenadas ou pressões neutras no solo adjacente da estaca, os métodos de análise em tensões totais continuam, para a fase de dimensionamento, a ser preferíveis.

4.1.2. ANÁLISE EM TENSÕES EFETIVAS – MÉTODO BETA

O método β apresenta a seguinte fórmula geral:

$$q_s = \sigma'_r \times \tan \delta = K \times \sigma'_v \times \tan \delta = \beta \times \sigma'_v \quad (4.1)$$

Em que:

$$\beta = K \tan \delta \quad (4.2)$$

e :

σ'_r - tensão radial efetiva;

σ'_v - tensão vertical efetiva;

K - coeficiente de impulso horizontal, $K = \sigma'_r / \sigma'_v$;

δ - ângulo de atrito solo-estaca.

Coeficiente de impulso lateral, K

O valor de K irá depender do tipo de estacas, neste caso o tipo de estacas em análise são as estacas cravadas, e do passado histórico de tensões do solo.

A construção de fundações profundas induz mudanças significativas no solo circundante, tal como foi discutido no capítulo anterior. Contudo, o coeficiente de impulso lateral das terras, K, não é geralmente igual ao coeficiente de impulso horizontal das terras em repouso, K_0 , ou seja, antes da construção. A razão K/K_0 depende de vários fatores incluindo os seguintes – Conduto (2001):

- Tipo de fundação profunda: A cravação de estacas provoca a compressão do solo circundante, enquanto as estacas moldadas poderão resultar numa relaxação de tensões;
- Estacas de grande deslocamento vs estacas de pequeno deslocamento: Uma vez que as estacas de grande deslocamento movimentam uma quantidade maior de solo do que as estacas de pequeno deslocamento como vimos no capítulo 3, a razão K/K_0 é maior para este tipo de estacas. Contudo, o elevado valor de K para este tipo de estacas poderá vir a reduzir-se com o tempo devido aos efeitos de fluência que provocam uma relaxação das elevadas tensões horizontais.
- Consistência do solo: Solos densos proporcionam uma maior resistência à distorção, pelo que resulta em valores mais elevados de K/K_0 .

Kulhawy *et al* (1983) sugeriram os seguintes valores de K/K_0 apresentados no quadro (4.1) para estacas cravadas – Conduto (2001):

Quadro 4.1 – Valores aproximados da razão K/K_0 adaptado de Conduto (2001)

Tipo de fundação e método construtivo	K/K_0
Estacas cravadas-grande deslocamento	0,7-1,2
Estacas cravadas-pequeno deslocamento	1,0-2,0

O coeficiente de impulso horizontal antes da construção, K_0 , é dado pela seguinte expressão:

$$K_0 = (1 - \text{sen} \phi') \text{OCR}^{\text{sen} \phi'} \quad (4.3)$$

A taxa de sobreconsolidação, OCR é dada por:

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad (4.4)$$

Em que σ'_p representa a tensão de pré-consolidação, e σ'_{v0} a tensão efetiva vertical em repouso. Para os solos argilosos moles, em que são normalmente consolidados, o valor desta taxa de sobreconsolidação, OCR, é igual a 1 ($\sigma'_p = \sigma'_{v0}$). No caso de argilas sobreconsolidadas, o valor de OCR já será superior a 1, uma vez que $\sigma'_p \geq \sigma'_{v0}$.

Para estacas em solos normalmente ou ligeiramente sobreconsolidados, Burland (1973) e Parry e Swain (1997) citados por Fleming *et al* (2009) sugerem valores de K entre $(1 - \text{sen} \phi')$ e $\cos^2 \phi' / (1 + \text{sen}^2 \phi')$. Nenhuma destas análises teve em conta as alterações de tensão provocadas durante e após a instalação das estacas.

Das (1999) sugere para K expressões considerando o ângulo de atrito correspondente à argila remexida, ϕ'_r . Porém, não fornece qualquer indicação relativamente ao valor a considerar para este ângulo. Tratando-se de argila remexida, assume-se que este ângulo corresponde à argila no estado crítico. Assim, ϕ'_R , corresponde ao ângulo de atrito residual, ϕ'_r .

Para argilas normalmente consolidadas:

$$K = 1 - \text{sen} \phi'_R \quad (4.5)$$

Fleming *et al* (2009) propõem a adoção de um valor de K correspondente a 1,5 vezes o coeficiente de impulso horizontal em repouso.

$$K = 1,5 \times K_0 = 1,5 \times (1 - \text{sen} \phi') \quad (4.6)$$

Esta adoção foi feita com base em resultados de ensaios de carga (Meyerhof (1976) e Francescon (1982)).

Ângulo de atrito solo-estaca, δ

Este é um parâmetro sobre o qual existe pouca informação, sendo que para solos granulares existe mais informação acerca deste parâmetro.

Bowles (1996) sugere um valor de $11^\circ \pm 2^\circ$ e $14^\circ \pm 2^\circ$ para estacas - prancha em siltes finos e areias siltosas ou argilas, respetivamente, correspondendo estes valores a uma tensão normal de 100 kPa. Para valores superiores de tensão efetiva a variação de δ é semelhante à de ϕ' .

Das (1999) sugere $\delta = \phi'_R$ (ângulo de atrito da argila remexida). Tal como foi referido anteriormente, considera-se que este ângulo corresponde a ϕ'_r (ângulo de atrito residual).

Alguns investigadores usaram os ensaios em laboratório para medir o coeficiente de atrito, $\tan \delta$, e correlacionaram-no com o ângulo de atrito efetivo do solo, ϕ' .

Quadro 4.2 - Valores da razão entre o ângulo de atrito solo-estaca e o ângulo de atrito efetivo do solo – Kulhawy *et al* (1983) adaptado de Conduto (2001)

Tipo de fundação	δ/ϕ'
Betão “rugoso”	1
Betão leve (estacas pré-fabricadas)	0,8-1
Aço “rugoso”	0,7-0,9
Aço “liso”	0,5-0,7
Madeira	0,8-0,9

O valor mais alto destes intervalos de valores apresentado no quadro (4.2) diz respeito a solos densos saturados, sendo que o valor mais baixo diz respeito a solos soltos secos. Os solos argilosos moles estão incluídos nos solos densos saturados.

Por análise do quadro (4.2) pode-se concluir que em argilas saturadas o valor do ângulo de atrito solo-estaca, δ , é aproximadamente igual ao valor do ângulo de atrito efetivo do solo, ϕ' .

Parâmetro β

Burland (1973) citado por Poulos & Davis (1980) discutiu valores apropriados para o parâmetro β , e demonstrou que o limite inferior para este fator em argilas normalmente consolidadas é dado por:

$$\beta = (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (4.7)$$

A equação (4.7) mostra que os valores de β para valores entre 20 e 30 do ângulo de atrito efetivo, ϕ' , apenas variam entre 0,24 e 0,29. Para valores do ângulo de atrito efetivo do solo de 10 a 20, o fator de adesão β vai variar entre 0,16 e 0,24. Quanto menor for o ângulo de atrito efetivo do solo, menor será o valor de β .

Meyeroff (1976) citado por Poulos and Davis (1980) sugere valores similares à equação (4.6). Contudo existem alguns dados que sugerem que β diminui com o aumento do comprimento da estaca. Para valores de comprimento de 60 m, o valor de β poderá ser tão baixo como 0,15.

Segundo Fellenius (1999) citado por Conduto (2001), as argilas normalmente consolidadas apresentam tipicamente valores de $\beta = 0,27$ a $0,50$ e $\beta = 0,25$ a $0,35$, respetivamente. O primeiro intervalo de valores diz respeito a solos ligeiramente sobreconsolidados, e o segundo intervalo de valores diz respeito a solos moles normalmente consolidados. Se o solo for fortemente sobreconsolidado, β poderá ser mais elevado.

4.1.3. ANÁLISE EM TENSÕES TOTAIS – MÉTODO ALFA

O método α apresenta a seguinte expressão geral:

$$q_s = \alpha \times c_u \quad (4.8)$$

Onde q_s é a resistência lateral unitária, α é o fator de adesão, c_u é a resistência não drenada dos solos adjacentes à fundação.

Existem várias propostas para o valor de α . Posteriormente serão apresentadas algumas dessas propostas.

Um dos métodos mais comuns usados em estacas para a determinação de α , é o método desenvolvido pela *American Petroleum Institute* (API, 1974) citado em Conduto (2001). Este método limita o valor de α tendo em conta a resistência não drenada do solo, c_u :

- Para $c_u < 25 \text{ kPa}$:

$$\alpha = 1 \quad (4.9)$$

- Para $25 \text{ kPa} < c_u < 75 \text{ kPa}$:

$$\alpha = 1 - 0,5 \left(\frac{c_u - 25 \text{ kPa}}{50 \text{ kPa}} \right) \quad (4.10)$$

- Para $c_u > 75 \text{ kPa}$:

$$\alpha = 0,5 \quad (4.11)$$

Fleming *et al* (2009) focam a influência da resistência ao corte do solo e da história de tensões do maciço na resistência lateral. Esta influência é traduzida através da razão de resistência - c_u/σ'_v .

Segundo este autor para estacas em argila de baixa resistência o valor de α é 1 ou até mesmo maior do que a unidade. Para argilas de boa resistência (maior do que 100 kPa) o fator de adesão α pode mesmo reduzir para o valor de 0,5 ou até menos. Fleming *et al* (2009) estabeleceram as seguintes relações para a determinação do valor de α , tendo em conta a razão de resistência c_u/σ'_v para estacas cravadas em solos argilosos:

- Se $c_u/\sigma'_v < 1$:

$$\alpha = 0,5 / (c_u / \sigma'_v)^{1/2} \quad (4.12)$$

- Se $c_u/\sigma'_v \geq 1$:

$$\alpha = 0,5 / (c_u / \sigma'_v)^{1,4} \quad (4.13)$$

Simple & Rigden, citados por Tomlinson (2008), apresentam a seguinte expressão geral:

$$\alpha = F \times \alpha_p \quad (4.14)$$

Em que α_p é o fator de adesão de pico correspondente a uma estaca rígida (Figura 4.1), F é o fator que tem em conta a flexibilidade da estaca e a sua esbelteza (Figura 4.2) que incorpora tanto os efeitos relacionados com possíveis vibrações laterais da estaca durante a cravação, como as grandes deformações a que o solo adjacente à estaca está sujeito (ultrapassada a resistência de pico, esta diminui progressivamente para valores residuais).

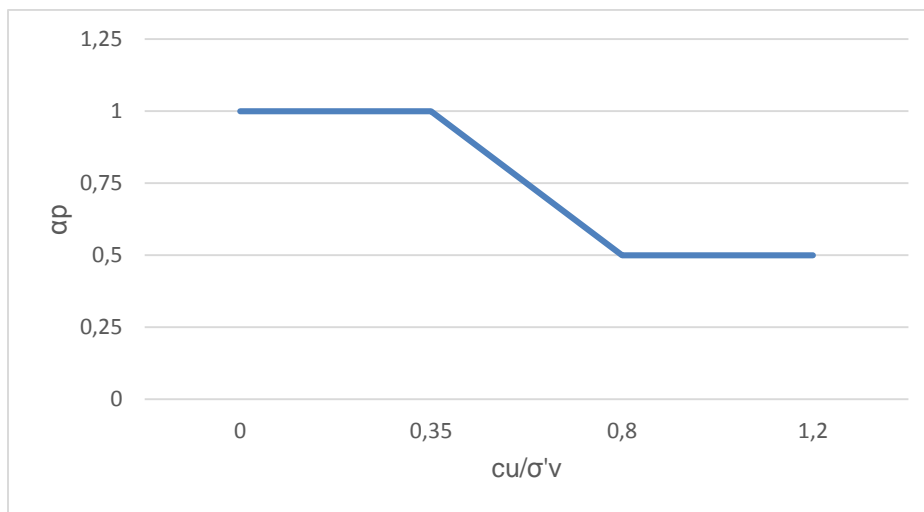


Figura 4.1 – Fator de adesão de pico em função da razão de resistência c_u/σ'_v

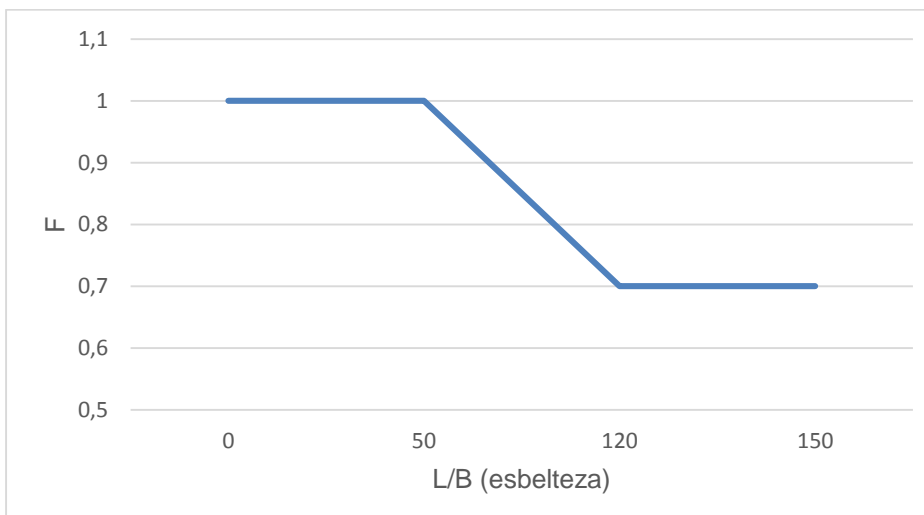


Figura 4.2 – Fator de “esbelteza”

Para valores da razão de resistência, c_u/σ'_v , superiores a 0,8 o valor do coeficiente de adesão de pico, α_p , é igual a 0,5, e para valores da esbelteza superiores a 120 o valor do fator de esbelteza (F) é igual a 0,7.

Analisando a Figura (4.2) conclui-se que a diminuição global da resistência lateral nunca ultrapassará 30 % da resistência total (resistência correspondente à mobilização da resistência de pico ao longo do fuste da estaca), e que para esbeltezas inferiores a 50 não há degradação da resistência lateral.

Uma correlação alternativa à anterior, foi sugerida por Kolk e van der Velder em Fleming et al (2009) que apresenta a seguinte expressão geral para a resistência lateral unitária:

$$q_s = 0,55c_u^{0,7} \sigma_v'^{0,3} \left(\frac{40}{L/D} \right)^2 \quad (4.15)$$

A partir desta equação determina-se o valor do fator de adesão α , tendo em conta a equação (4.15) a partir da seguinte expressão:

$$\alpha = \frac{0,55c_u^{0,7} \sigma_v'^{0,3} \left(\frac{40}{L/D} \right)^2}{c_u} \quad (4.16)$$

Apesar de vários autores terem comprovado que o coeficiente de adesão pode ser inferior a 1 em solos argilosos moles normalmente consolidados da Cidade do México, não é na prática mexicana para este tipo de solos usado esta redução da resistência não drenada, considerando portanto um valor unitária para o fator de adesão α , neste tipo de solos. Assim, considera-se que a resistência lateral mobilizada, é igual á resistência não drenada - López (2007).

Deste modo, conclui-se que no México são pouco conservativos relativamente à determinação da resistência lateral unitária das estacas em solos argilosos moles normalmente consolidados, uma vez que sobrestimam o valor do fator de adesão α .

4.2. RESISTÊNCIA DE PONTA DE ESTACAS

A longo prazo, em condições drenadas, a resistência de ponta da estaca em argilas será consideravelmente maior do que a resistência não drenada. Contudo, os assentamentos requeridos para mobilizar a resistência ao corte em condições drenadas serão muito elevados, sendo que muitas estruturas não toleram as deformações provocadas por esses assentamentos. Deste modo, na prática, o cálculo da resistência drenada será apenas relevante para argilas fortemente sobreconsolidadas (rijas) ou quando for necessário garantir resistência no curto prazo. Por estas razões, é costume calcular a resistência de ponta de estacas em argilas tendo em conta a resistência não drenada da argila, c_u , e um coeficiente de capacidade de carga, N_c . A resistência de ponta unitária é dada pela seguinte equação (Fleming et al 2009):

$$q_b = N_c c_u \quad (4.17)$$

- $N_c = 6$ quando a ponta da estaca assenta sobre a face superior do estrato de fundação;
- $N_c = 9$ quando a estaca penetra no estrato de fundação a uma profundidade ≥ 3 vezes o diâmetro da estaca.

Vesic, citado por Bowles (1996) apresenta a seguinte fórmula para N_c , em condições não drenadas:

$$N_c = \frac{4}{3} \times (\ln I_{RR} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (4.18)$$

Em que I_{RR} , em condições não drenadas, é igual ao índice de rigidez, $I_r = G/c_u$, sendo que G é o módulo de rigidez do solo.

O fator I_r pode ser determinado a partir da correlação entre o índice de plasticidade e o grau de sobreconsolidação (OCR):

$$I_r = \frac{\exp\left(\frac{137 - I_p}{23}\right)}{\left\{1 + \ln\left[1 + \frac{(OCR - 1)^{3.2}}{26}\right]\right\}^{0.8}} \quad (4.19)$$

Para argilas normalmente consolidadas, em que o grau de sobreconsolidação é unitário, a expressão anterior transforma-se em:

$$I_r = \frac{137 - I_p}{23} \quad (4.20)$$

Analisando as equações (4.18) e (4.19) e (4.20), conclui-se que quanto maior for o índice de plasticidade, I_p , menor será o índice de rigidez, I_r , e como tal, menor será o valor de N_c .

Note-se que para valores de I_R de 100 e 200, o valor de N_c é 10 e 11, respetivamente.

Jardine et al (2005) referem que, com base em recentes investigações pode-se concluir que não existe um valor único aplicável a todos os casos, tendo-se verificado que em todos os ensaios realizados em estacas de base fechada obteve-se valores de N_c bastante superiores a 9.

Segundo as “*Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones*” – NTCDCC do Distrito Federal da Cidade do México, a resistência de ponta é determinada a partir da equação (3.5) do capítulo 3, e o valor de N_c é determinado a partir do quadro (3.2) do mesmo capítulo. Assim, para os solos argilosos moles normalmente consolidados e altamente compressíveis da Cidade do México, em que o ângulo de atrito total do solo, ϕ_u , é igual a 0, implica que o valor de N_c seja igual a 7.

Deste modo, tendo em conta todos os métodos que foram aqui abordados, conclui-se que existe uma limitação superior bastante conservativa pelo método de Fleming et al (2009), $N_c = 9$, uma vez que pelo

método de Vesic citado por Bowles (1996) pode-se atingir valores de N_c superiores a 9. Contudo, qualquer um dos métodos pode ser usado, estando em princípio todos eles do lado da segurança.

Tendo em conta os métodos referenciados nesta dissertação para a determinação do coeficiente de capacidade de carga, N_c , e comparando-os com o método utilizado na Cidade do México pelas NTCDCC, conclui-se que para os solos argilosos moles todos os métodos permitem obter valores de N_c bastante semelhantes.

5

CÁLCULO DE ESTACAS ISOLADAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES BASEADAS EM ENSAIOS DE CAMPO

5.1. INTRODUÇÃO

Os muitos fatores que influenciam significativamente a resistência das estacas fazem com que o cálculo baseado em ensaios de campo seja mais atrativo.

Neste capítulo são apresentados dois métodos para o cálculo da resistência lateral e da resistência de ponta baseada em ensaios de campo. Um dos métodos é baseado em ensaios com pressiómetro de Ménard (PMT), e o segundo é baseado em ensaios com cone penetrômetro (CPT).

Uma vez que se tratam de solos argilosos moles, o cálculo baseado em ensaios SPT não serão incluídos, visto que este tipo de ensaio só é realizado em solos resistentes.

O método que será apresentado baseado em ensaios PMT é o método LCPC. Este método vem da metodologia de cálculo DTU, desenvolvida por Bustamante e Gianceselli e atualizada pela última vez em 2012 (NF 94-262 (AFNOR, 2012)) e é uma das formas de dimensionamento de estacas solicitadas por ações verticais mais utilizadas e consagradas nos dias de hoje. Tratando-se de um método estático e semi-empírico, este baseia-se essencialmente em correlacionar resultados obtidos por ensaios geotécnicos (PMT, CPT, SPT) com os determinados por ensaios de carga de estacas reais.

O método apresentado baseado em ensaios CPT, é o método Eslami e Fellenius (1997), em que utiliza o piezocone (CPTu) para medir o atrito lateral e a pressão neutra.

5.2. METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE ESTACAS ISOLADAS EM SOLOS ARGILOSOS MOLES

5.2.1. MÉTODO LCPC (AFNOR, 2012)

Resumidamente, os parâmetros mais relevantes que podem ser obtidos a partir de ensaios pressiométricos são os seguintes:

- Pressão inicial, p_0 , que se encontra relacionada com a tensão horizontal de repouso;
- pressão de fluência, p_f , que se encontra associada ao fim do regime de deformação elástica;
- pressão limite, p_l , correspondente à plastificação do terreno envolvente;
- módulo pressiométrico de Ménard, E_M , que pode ser interpretado como uma grandeza relacionada com o módulo de deformabilidade do terreno em regime elástico, a menos dos efeitos reológicos.

No âmbito da interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos, é ainda muito utilizada outra grandeza, a pressão limite diferencial, p_l^* , definida pela equação:

$$p_l^* = p_l - \sigma_{h0} \quad (5.1)$$

Em que σ_{h0} é a tensão horizontal total de repouso.

A tensão horizontal total de repouso, σ_{h0} , será determinada a partir da seguinte expressão:

$$\sigma_{h0} = K_0 \times \sigma_v \quad (5.2)$$

Sendo que σ_v é a tensão vertical total, e K_0 é o coeficiente de impulso horizontal de repouso, como já foi referido no capítulo 3, e pode ser determinado pela equação (4.3) do mesmo capítulo.

Uma vez que os solos argilosos moles são normalmente consolidados, o valor do grau de sobreconsolidação, OCR, é unitário.

No quadro (5.1) são apresentados valores típicos de p_l^* segundo a NF P94-262 (AFNOR 2012)

Quadro 5.1 - Valores de p_l^* para argilas segundo a NF P94-262 (AFNOR, 2012)

Classe do solo		p_l^* (MPa)
Argilas e siltes	moles a muito moles	< 0,4
	médio	0,4 a 1,2
	rijo	1,2 a 2
	muito rijo	≤ 2
	muito compacto	≥ 2

No quadro (5.2) apresentam-se os tipos de estacas instaladas sem extração do terreno, isto é, instaladas por cravação no solo segundo a NF P94-262 (AFNOR, 2012):

Quadro 5.2 – Classes e categorias de estacas instaladas sem extração do terreno segundo a NF P94-262 (AFNOR, 2012)

Classe	Categoria	Tecnologia de execução
4	9	Estacas cravadas pré-fabricadas ou pré-esforçadas de betão
	10	Estacas cravadas revestidas com argamassa betão ou calda
	11	Estacas cravadas com tubo fechado na ponta, posterior betonagem e retirada do tubo
	12	Estacas de aço cravadas com ponta fechada
5	13	Estacas de aço cravadas com ponta aberta
6	14	Estacas de aço de perfil H cravadas
	15	Estacas de aço em perfil H cravadas por injeção
7	16	Estacas-pranchas cravadas

O valor da resistência lateral unitária para estacas à profundidade z é determinado em função da natureza do terreno, do modo de instalação da estaca e do valor da pressão limite medido à mesma profundidade.

Na NF P94-262 (AFNOR 2012), a resistência lateral unitária mobilizada, q_s , é expressa pela equação seguinte:

$$q_s = \alpha_{pieu-sol} \times f_{sol} \quad (5.3)$$

Em que $\alpha_{pieu-sol}$ é um parâmetro adimensional que depende do tipo de estaca e do tipo de terreno, f_{sol} é uma grandeza em unidades de tensão que relaciona o valor de p_l^* com a resistência lateral unitária. O valor de f_{sol} é expresso pela seguinte equação:

$$f_{sol} = (a \times p_l^* + b) \times (1 - e^{-c \times p_l^*}) \quad (5.4)$$

Onde a,b,c, são parâmetros adimensionais que dependem exclusivamente do tipo de terreno.

Quadro 5.3 – Valores dos parâmetros adimensionais a,b,c, consoante o tipo de terreno - NF P94-262 (AFNOR, 2012)

Tipo de terreno	solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário Margoso
a	0,003	0,01	0,007	0,008
b	0,04	0,06	0,07	0,8
c	3,5	1,2	1,3	3,0

Quadro 5.4 – valores de $\alpha_{pieu-sol}$ - NF P94-262 (AFNOR, 2012)

Categoria	Solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário Margoso
9	1,1	1,4	1	0,9
10	2	2,1	1,9	1,6
11	1,2	1,4	2,1	1
12	0,8	1,2	0,4	0,9
13	1,2	0,7	0,5	1
14	1,1	1	0,4	1
15	2,7	2,9	2,4	2,4
16	0,9	0,8	0,4	1,2

Neste caso, visto se tratar de solos argilosos moles, os valores dos parâmetros adimensionais a,b,c a ter em conta são os correspondentes aos solos finos ($a = 0,03$; $b = 0,04$; $c = 3,5$) tal como relativamente ao parâmetro adimensional $\alpha_{pieu-sol}$ que depende do tipo de estaca e do tipo de terreno.

Segundo a NF P94-262 (AFNOR, 2012), recomenda-se que não se considere os valores da resistência lateral unitária superiores aos indicados no quadro abaixo, valores esses que constituem um limite superior $q_{s,máx}$.

Quadro 5.5 – Limite superior para a resistência lateral unitária - NF P94-262 (AFNOR, 2012)

Categoria	Valores em kPa				
	Solos finos	Solos intermediários	Areia grossa	Cré	Marga e calcário margoso
9	130	130	130	90	90
10	170	170	260	200	200
11	90	90	130	260	200
12	90	90	90	50	90
13	90	90	50	50	90
14	90	90	130	50	90
15	200	200	380	320	320
16	90	90	50	50	90

Verifica-se que os valores máximos da resistência lateral unitária variam consoante o modo de execução das estacas, que neste caso em estudo é sem extração do terreno, ou seja, por cravação no solo. Por esse motivo, é que a NF 94-262 (AFNOR, 2012) permite fazer uma estimativa mais realista e não tão simplista, diferenciando assim as estacas consoante o seu modo de execução.

A resistência de ponta unitária, q_b , é determinada a partir da seguinte equação:

$$q_b = \sigma_{v0} + k_p p_{le}^* \quad (5.5)$$

Onde σ_{v0} é a tensão vertical de repouso na base da fundação, k_p é um fator de capacidade de carga, e p_{le}^* é a pressão limite diferencial equivalente definida pela equação (5.6):

$$p_{le}^* = \frac{1}{3 \times a + b} \times \int_{D-b}^{D+3 \times a} p_l^*(z) dz \quad (5.6)$$

Em que:

D = profundidade da base da estaca;

a = B/2, se B > 1 m ou 0,5 m para valores de B < 1 m, sendo que B representa o diâmetro da estaca;

b = min (a,h), sendo que h é o comprimento do fuste da estaca que se encontra encastrado no solo competente.

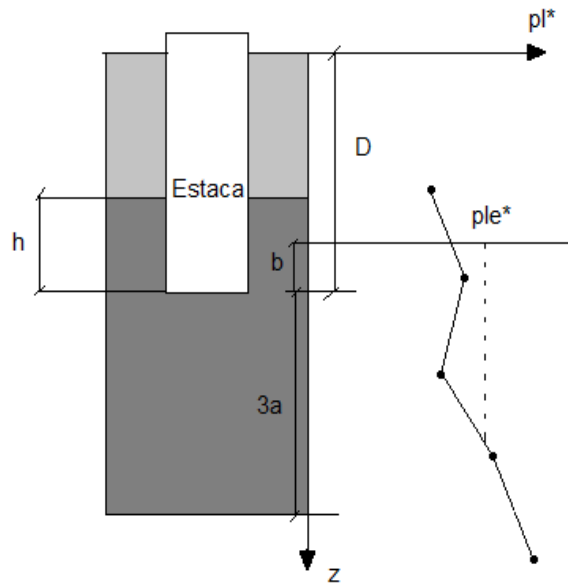


Figura 5.1 – Definição da pressão equivalente adaptado de Frank (1999)

No caso da estaca não ser encastrada num solo competente (estacas flutuantes), sendo que a maior parte da sua resistência é mobilizada por atrito lateral, implica que $h = 0$, e por conseguinte o valor de b será igualmente nulo. Deste modo, apenas se consideram valores da pressão limite diferencial abaixo da base da estaca.

Os valores do fator de capacidade de carga, k_p , apresentam-se ilustrados no quadro (5.6).

Quadro 5.6 – Valores do fator de capacidade de carga k_p para estacas cravadas - NF P94-262 (AFNOR 2012)

Classe da estaca	Solos finos	Solos granulares	Cré	Marga e calcário Margoso
4	1,35	3,1	2,30	2,30
5	1,0	1,9	1,4	1,4
6	1,20	3,10	1,7	2,2
7	1,0	1,0	1,0	1,0

Uma vez que o valor da tensão total vertical de repouso à profundidade da ponta da estaca é geralmente desprezável quando comparada com a pressão limite diferencial equivalente, é habitual desprezar a tensão total vertical de repouso na determinação da resistência unitária de ponta da estaca a partir da equação 5.5. Apesar disso se as estacas atingirem profundidades mais elevadas, a parcela relativa à tensão total vertical de repouso pode-se tornar menos desprezável e nessas circunstâncias, desprezá-la pode ser uma opção demasiada conservativa – Alves (2014).

Assim sendo, a capacidade resistente do terreno quando a estaca é carregada axialmente é dada pela equação (5.7) para esforços de compressão e pela equação (5.8) para esforços de tração:

$$R_{c,cal} = R_{s,cal} + R_{b,cal} = P \times \int_0^D q_s(z) dz + A_b q_b \quad (5.7)$$

$$R_{t,cal} = R_{s,cal} = P_s \times \int_0^D q_s(z) dz \quad (5.8)$$

Sendo que P_s representa o perímetro da estaca, A_b a área da ponta da estaca, e D o comprimento da estaca.

É de notar que o índice “cal” designa resistências calculadas a partir de ensaios de campo, neste caso particular do ensaio pressiométrico, uma vez que estas resistências carecem dos coeficientes de segurança.

5.2.2. MÉTODO ESLAMI E FELLENIUS (1997)

Eslami e Fellenius (1997) usaram o resultado de 102 ensaios de carga estáticos de um total de 40 locais em 13 países, juntamente com sondagens CPT vizinhas para desenvolver um método para a evolução da capacidade de carga axial. Todos os ensaios de carga foram realizados nas estacas, e as condições do solo limitadas de argilas moles a solos granulares.

Este método tira proveito de dados adicionais adquiridos pelo uso do piezocone (também conhecido por ensaios CPTu) que é um ensaio CPT com a particularidade de no equipamento haver um piezômetro na ponta para medir a pressão neutra perto da ponta do cone enquanto o ensaio está em progresso. Esta pressão neutra é a soma da pressão neutra hidrostática (que pode ser medida utilizando um convencional piezômetro estático) e qualquer excesso de pressão neutra induzido pelo avanço do cone.

Quando se usa o piezocone, os dados da pressão neutra são combinados com os valores da resistência de ponta, q_c , para obter a correta resistência do cone, q_T . Os fatores de correção dependem dos detalhes do piezocone, assim esta correção é normalmente aplicada quando se reduz os dados originais do CPT, e é realizado um gráfico de q_T vs profundidade.

O método de Eslami e Fellenius requer a aplicação de uma correção adicional da pressão neutra através da seguinte equação:

$$q_E = q_T - \mu_2 \quad (5.9)$$

Em que q_E é a resistência efetiva do cone, q_T é a resistência corrigida do cone, e μ_2 é a pressão neutra medida atrás do ponto do cone.

5.2.2.1. Resistência de ponta unitária

Este método correlaciona a resistência de ponta unitária, q_b , com a resistência efetiva do cone, q_E . Falhas na capacidade de ponta ocorre como resultado da perfuração e corte local, e assim afetam apenas os solos na vizinhança da ponta. Contudo, as análises consideradas apenas consideram os valores da resistência do cone, q_E , nas seguintes zonas:

- Para estacas instaladas num solo fraco até um solo denso: 8B acima da ponta da estaca até 4B abaixo da ponta da estaca;
- Para estacas instaladas num solo denso até um solo fraco: 2B acima da ponta da estaca até 4B abaixo da ponta da estaca.

Sendo que B é o diâmetro da estaca. A média geométrica, q_{Eg} , de n valores medidos da resistência efetiva do cone q_E a uma determinada profundidade é calculada a partir da seguinte expressão:

$$q_{Eg} = \frac{(q_E)_1 + (q_E)_2 + (q_E)_3 \dots (q_E)_n}{n} \quad (5.10)$$

Geralmente, as intercalações no solo com gravilha ou outros tipo de solos duros deve ser tido em conta no cálculo de média geométrica dos valores da resistência efetiva do cone, q_E . O aparecimento ocasional destas intercalações no solo pode produzir falsos picos de resistência.

A resistência de ponta unitária, q_b , segundo este método, pode ser determinada a partir da seguinte expressão:

$$q_b = C_t q_{Eg} \quad (5.11)$$

Em que C_t é o coeficiente de resistência de ponta.

Eslami e Fellenius recomendam o uso de $C_t = 1$ para fundações por estacas em qualquer tipo de solo. Ao contrário de outros métodos eles não colocam qualquer limite para o valor da resistência de ponta unitária.

5.2.2.2. Resistência lateral unitária

O procedimento para calcular a resistência lateral unitária é equivalente ao procedimento para o cálculo da resistência de ponta unitária. A resistência lateral unitária pode ser calculada através da seguinte equação:

$$q_s = C_s q_E \quad (5.12)$$

Em que C_s representa o coeficiente de resistência lateral.

O valor de C_s depende do tipo de solo, e deverá ser escolhido a partir do quadro (5.7):

Quadro 5.7 – Coeficiente de resistência lateral, C_s - Eslami e Fellenius (1997)

Tipo de solo	C_s	
	Intervalo	Valor típico de dimensionamento
Argila	0.0462 - 0.0556	0,05
Argila rija ou mistura de argila com silte	0.0206 - 0.0280	0,025
Mistura de silte e areia	0.0087 - 0.0134	0,01
Areia	0.0034 - 0.0060	0,004

Para solos argilosos moles, o valor a usar é 0,05.

Devido ao facto dos dados do CPT serem normalmente fornecidos para intervalos de 100 a 200 mm ao longo da profundidade, este procedimento torna-se bastante exaustivo. Contudo, os cálculos manuais usualmente dividem o solo entre a superfície do solo e a zona da ponta da estaca em camadas de acordo com os resultados do ensaio CPT, com um valor representativo de q_E para cada camada. Para muitos dos perfis do solo, 5 a 10 camadas é suficiente.

6

EFEITO DE GRUPO. ASSENTAMENTOS. ATRITO NEGATIVO. CURVAS P-Y.

6.1. INTRODUÇÃO

As interações entre estacas num grupo e o solo adjacente é muito complexo, e a capacidade última do grupo não é necessariamente igual à capacidade última de uma estaca isolada multiplicado pelo número de estacas. O efeito destas interações na capacidade axial é chamada eficiência do grupo, que depende de diversos fatores, como por exemplo – Conduto (2001):

- O número, comprimento, diâmetro, disposição, e espaçamento das estacas;
- O modo de transferência de carga (atrito lateral vs resistência de ponta);
- A sequência da instalação das estacas;
- O tipo de solo;
- Tempo decorrido desde que as estacas foram cravadas;
- A interação, entre a caixa de fundação e o solo;
- A direção da carga aplicada.

O processo clássico de dimensionamento baseia-se no cálculo para cargas de serviço. Aplica-se um fator de segurança à resistência nominal da estaca. A resultante resistência, designada resistência admissível, é comparada com a “carga de serviço” (valores nominais, isto é, sem afetação com quaisquer coeficientes). Este fator de segurança engloba fundamentalmente – Pereira (2008):

- Incertezas relativamente às características dos vários estratos de solo nos quais as estacas estão apoiadas e variabilidade do terreno em planta;
- Incertezas relativamente à natureza do carregamento.

Existem várias propostas para a avaliação dos assentamentos em estacas isoladas. As mais simples utilizam cálculo linear elástico. Baseiam-se na escolha de parâmetros elásticos adequados, consoante o nível de deformação expectável. Tais procedimentos são atrativos pela sua simplicidade, mas não são representativos do verdadeiro comportamento (a relação carga assentamentos apenas é aproximadamente linear para valores muito pequenos de deformações).

A metodologia apresentada neste capítulo segue as recomendações de McVay et al (1989), em que as curvas de mobilização da resistência lateral, $q_s - z$, e de ponta, $q_b - z$, para estaca cravadas, são curvas hiperbólicas e correspondem a análises não drenadas, e por isso não são considerados os assentamentos devido à consolidação. Isto permite-nos obter um gráfico carga-assentamento.

O assentamento final de uma fundação vai ser igual ao somatório do assentamento imediato (elástico), e dos assentamentos por consolidação. Os assentamentos elásticos verificam-se mais em argilas pré-consolidadas, ou seja, em argilas sobreconsolidadas. É de notar que os assentamentos elásticos ou imediatos dão-se em condições não-drenadas. Os assentamentos por consolidação podem ser os valores principais para argilas normalmente consolidadas, no caso em que se trata de estacas flutuantes ou de atrito, sendo que a maior parte da sua resistência é mobilizada por atrito lateral - Bowles (1996).

Relativamente a um grupo de estacas, os assentamentos podem ser obtido a partir dos assentamentos de uma estaca isolada. Será apresentada uma metodologia para a determinação dos assentamentos por consolidação de um grupo de estacas suportadas pelos solos argilosos moles da Cidade do México. Uma vez que os assentamentos imediatos neste tipo de solos são desprezáveis relativamente aos assentamentos por consolidação, apenas serão considerados os assentamentos por consolidação de um grupo de estacas.

6.2. EFEITO DE GRUPO

A capacidade de carga axial admissível de um grupo de estacas é calculada usando um fator de eficiência, η , e é dada pela seguinte expressão:

$$P_{ag} = \eta NP_a \quad (6.1)$$

Onde P_{ag} é a capacidade de carga axial do grupo de estacas, η é o fator de eficiência do grupo, N é o número de estacas, e P_a é a capacidade de carga admissível de uma estaca isolada.

Converse e Labarre propõem a seguinte fórmula para o cálculo do fator de eficiência do grupo de estacas - Bolin (1941):

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (6.2)$$

Onde m é o número de linhas de estacas, n é o número de estacas por linha, e $\theta = \tan^{-1}(B/s)$ sendo que B é o diâmetro da estaca isolada e " s " é o espaçamento entre os centros das estacas.

Sayed e Bakeer (1992) em Bowles (1996) introduziram a seguinte expressão para o cálculo do fator de eficiência do grupo a partir da seguinte expressão:

$$\eta = 1 - (1 - \eta' K) \frac{\sum R_s}{\sum (R_s + Q_p)} \quad (6.3)$$

Onde R_s é a resistência lateral para cada estaca no grupo, Q_p é a carga pontual para cada estaca do grupo, η' é o parâmetro de eficiência geométrico, que pode ser calculado a partir da equação (6.2) resultando em valores geralmente entre 0,6 e 2,5, e K é o fator de interação do grupo que também pode ser estimado, sendo que o seu valor varia entre 0,4 a 9.

O fator de eficiência do grupo η em argilas aumenta com o tempo, devido ao facto da eficiência do grupo de estacas nestes solos ser governada pelo excesso de pressão neutra induzido pela cravação das estacas. Embora a magnitude destas pressões não seja significativamente mais elevada do que para o caso de uma estaca isolada, o excesso de pressão neutra na vizinhança dissipa-se mais rapidamente (dias ou meses) após a cravação das estacas, enquanto que para um grupo de estacas esse excesso de pressão neutra poderá demorar um ano ou mais – Conduto (2001).

Segundo O'Neill em Conduto (2001), o fator de eficiência do grupo, η , é geralmente menor do que 1, e pode-se tornar mais pequeno se as estacas do grupo aumentarem. O valor do fator de eficiência do grupo pode mesmo ser tão baixo como 0,5.

Vesic em Bowles (1996) realizou 5 ensaios de carga em 5 grupos de estacas em argilas, e todos os resultados para o valor do fator de eficiência do grupo, η , foram aproximadamente 1.

Hanning et al (1997) em Conduto (2001) sugerem os seguintes valores de η em argilas:

- Se a resistência não drenada, c_u , é menor do que 95 kPa, e a caixa de fundação não está em contacto firme com o solo, $\eta = 0,7$ para grupos de estacas com espaçamento entre estacas de 3D e $\eta = 1$ para um grupo com espaçamento entre estacas de 6D. Para espaçamentos intermédios, faz-se uma interpolação entre esses dois valores;
- Se a resistência não drenada, c_u , é menor do que 95 kPa, e a caixa de fundação está em contacto firme com o solo, $\eta = 1$;
- Se a resistência não drenada, c_u , é maior do que 95 kPa, $\eta = 1$, independentemente se a caixa de fundação está ou não em contacto firme com o solo.

6.3. ASSENTAMENTOS DE UMA ESTACA ISOLADA

6.3.1. CURVAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA $q_b - z$ E $q_s - z$

Randolph e Wroth (1978) integraram as deformações verticais no solo provocadas pelo carregamento e obtiveram a seguinte expressão para o assentamento associado a uma determinada tensão de corte ao longo do fuste:

$$z = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right) \quad (6.4)$$

Em que r_0 é o raio efetivo da estaca, r_m é o raio até onde são estendidas as deformações verticais do solo, τ_0 é a tensão de corte mobilizada ao longo do fuste ($= q_s$), e G é o módulo de rigidez do terreno envolvente.

O limite da integração, r_m , corresponde à zona onde as deformações verticais são reduzidas tendo sido proposta a seguinte expressão:

$$r_m = 2,5 \rho L (1 - \nu) \quad (6.5)$$

Em que:

$$\rho = \frac{G(enL/2)}{G(enL)} \quad (6.6)$$

Sendo que “L” representa o comprimento da estaca.

McVay et.al. (1989) terá expandido estas expressões para uma variação hiperbólica do módulo de rigidez G , tendo obtido para o atrito lateral:

$$z = \frac{\tau_0 r_0}{G_i} \left[\ln \left(\frac{r_m - \beta}{r_0 - \beta} \right) + \frac{\beta(r_m - r_0)}{(r_m - \beta)(r_0 - \beta)} \right] \quad (6.7)$$

Em que:

$$\beta = \frac{r_0 \tau_0 R_f}{\tau_f} \quad (6.8)$$

O valor do módulo de rigidez tangente G_t , em função da tensão de corte mobilizada, τ , é calculada através da expressão proposta por Duncan y Chang:

$$G_t = G_i \left(1 - \frac{\tau R_f}{\tau_f} \right)^2 \quad (6.9)$$

Sendo que G_i é o módulo de rigidez para pequenas deformações, τ_f é a tensão de corte solo/fuste em estado limite último, e R_f é a razão entre a tensão de corte em estado limite último (ELU) e o último valor considerado (assintota).

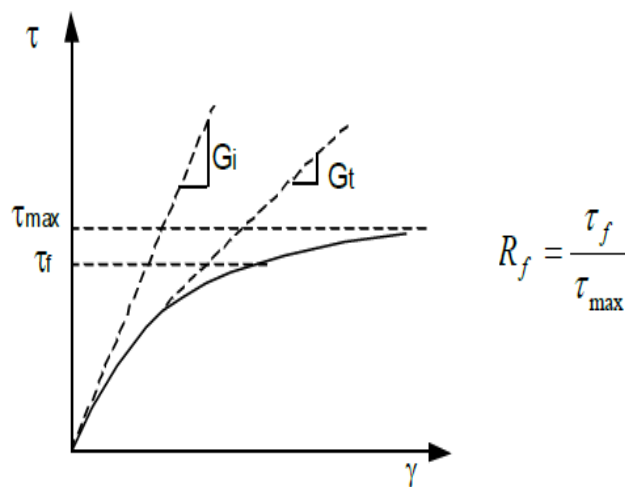


Figura 6.1 – Modelo hiperbólico

A evolução da mobilização da resistência de ponta R_b , pode ser determinada a partir da seguinte expressão baseada na teoria de elasticidade:

$$z = \frac{R_b(1-\nu)}{4r_0G} \quad (6.10)$$

Esta expressão pode ser adaptada para a variação hiperbólica do módulo de rigidez:

$$z = \frac{R_b(1-\nu)}{4r_0G_i \left(1 - \frac{R_b R_t}{R_{bf}}\right)^2} \quad (6.11)$$

Em que R_b é a resistência de ponta mobilizada, R_{bf} é a resistência última de ponta, G_i é o módulo de rigidez para pequenas deformações, e R_t é a razão entre a resistência de ponta em rotura (ELU) e o seu valor último (assintota).

6.3.2. ASSENTAMENTO ADMISSÍVEL

Tendo em conta todas as considerações expostas anteriormente, definindo as curvas de transferência de carga, $q_s - z$ e $q_b - z$, define-se também um gráfico carga vs assentamento que resulta da soma das duas curvas. Para a carga máxima aplicada em serviço, define-se pelo gráfico carga vs assentamento qual o assentamento para essa carga. No entanto é necessário ter em conta o seguinte:

$$\delta \leq \delta_a \quad (6.12)$$

Em que δ representa o assentamento para a carga máxima aplicada em serviço, e δ_a representa o assentamento máximo admissível, que pode ser determinado a partir do gráfico carga vs assentamento, conhecendo o valor da carga máxima admissível, que é dada por:

$$P_a = \frac{R_{bf} + R_{sf}}{3} \quad (6.13)$$

Sendo que R_{bf} e R_{sf} são respetivamente, a resistência de ponta última e a resistência lateral última. O denominador diz respeito ao fator de segurança.

6.4. ASSENTAMENTOS DO GRUPO

6.4.1. GENERALIDADES

Os assentamentos de um grupo de estacas são usualmente superiores aos assentamentos de uma estaca isolada. A fórmula geral, dos assentamentos de um grupo de n estacas, tem em conta os assentamentos para uma estaca isolada, e é dada por:

$$\Delta H_g = F \times \alpha_g \times n \times \Delta H_{ei} \quad (6.14)$$

Onde α_p representa o fator de interação do grupo que normalmente pertence a um valor do intervalo 0,3 a 0,7, e ΔH_{ei} é o assentamento para uma estaca isolada. Para um grupo com um reduzido número de estacas, ou uma reduzida razão de (s/D) em que s é o espaçamento entre estacas e D é o diâmetro das estacas, o valor de α_p é mais elevado. A razão do comprimento da estaca, L, pelo seu diâmetro, D, também modificam os assentamentos do grupo, e o valor de F (fator de ajuste) é dado pelo seguinte quadro:

Quadro 6.1 - Valores para o fator de ajuste, F – Bowles (1996)

L/D	F
5	0,75
10	0,80
100	1,25

Vesic em Bowles (1996) e outros autores sugeriram o cálculo dos assentamentos de um grupo, considerando que o valor de $\alpha_p \times F \times n$ é igual a $\sqrt{B/D}$.

$$\Delta H_g = \Delta H_{ei} \sqrt{B/D} \quad (6.15)$$

Sendo que B é a dimensão lateral mínima do grupo, e D é o diâmetro de cada estaca.

6.4.2. ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO – MÉTODO SIMPLIFICADO

Na prática corrente na Cidade do México, para estacas de atrito em argilas saturadas, o assentamento s_c de um grupo de estacas de atrito sob uma estrutura rígida, é gerado por consolidação a longo prazo das argilas que rodeiam as estacas.

A expressão para o cálculo de assentamentos por consolidação é a seguinte:

$$s_c = \sum_i^n m_{vi} h_i \Delta \sigma_{vi} \quad (6.12)$$

Onde s_c é o assentamento da cabeça do grupo de estacas, m_{vi} é o módulo de compressibilidade volumétrica de cada estrato de solo que se encontra abaixo da ponta das estacas, h_i é a espessura do estrato de solo, e $\Delta \sigma_{vi}$ é o incremento de tensão vertical à profundidade média do estrato de solo.

Nesta equação considera-se que o assentamento gerado por deformação volumétrica da massa de solo que rodeia o grupo de estacas é desprezável, em comparação com o que se produz por consolidação dos estratos de argila subjacentes à base do prisma de solo envolvente.

Os valores das variáveis que intervêm na equação (6.12) determinam-se por diferentes procedimentos.

A espessura de cada estrato de solo, h_i , determina-se mediante sondagens de exploração e amostras. O módulo de compressibilidade volumétrica, m_{vi} , mede-se em ensaios de consolidação unidimensional realizados em laboratório sobre amostras de solo inalteradas, representativos de cada estrato localizado sob o grupo de estacas, até uma profundidade máxima de $h=2B$, ou então, até a espessura total dos estratos de solos compressíveis, se esta for menor do que $2B$.

O valor aproximado do incremento de tensão vertical, $\Delta\sigma_v$, pode-se determinar mediante um modelo simplificado, apresentado na figura (6.2).

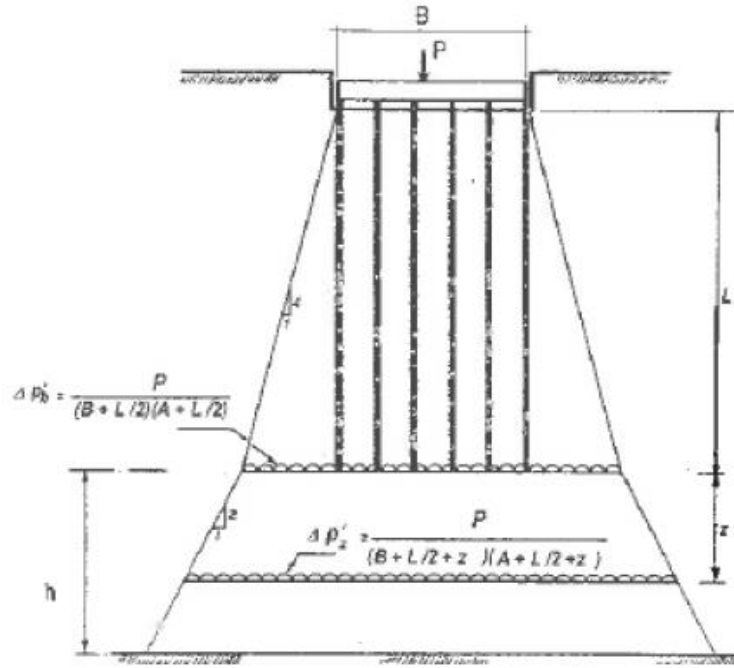


Figura 6.2 – Distribuição simplificada de pressões verticais abaixo do apoio de um grupo de estacas de atrito - Gonzalez (2001)

Este modelo simplificado baseia-se em modelos analíticos derivados da teoria da elasticidade, propostos por Mindlin e por Boussinesq, para determinar a distribuição dos esforços numa massa de solo considerado como um meio elástico ideal, homogêneo, isotrópico, e semi-infinito.

A figura (6.2) representa um grupo de estacas de atrito unidos a uma laje rígida, de largura B e comprimento A , separada da superfície do terreno, através da qual se transfere a carga P à cabeça das estacas. Neste modelo simplificado considera-se que a carga P se distribui na massa de solo dentro de uma pirâmide truncada em que as faces laterais têm um declive de $1/4$, e cuja a altura do grupo de estacas é L . Considera-se também que, no plano horizontal que forma a base da pirâmide, a carga P exerce um incremento de tensão vertical uniforme, $\Delta\sigma_{vb}$, equivalente ao valor médio do incremento de tensão vertical nessa profundidade, cujo valor é dado por:

$$\Delta\sigma_{vb} = \frac{P}{\left(B + \frac{L}{2}\right)\left(A + \frac{L}{2}\right)} \quad (6.15)$$

O denominador desta equação é a área da base maior da pirâmide do solo que contém o grupo de estacas. Debaixo da ponta das estacas, forma-se outra pirâmide trancada de solo cujas faces têm um declive de $\frac{1}{2}$. O incremento de tensão vertical média, uniforme, a qualquer profundidade z sob a ponta das estacas, expressa-se por:

$$\Delta\sigma_v = \frac{P}{\left(B + \frac{L}{2} + z\right)\left(A + \frac{L}{2} + z\right)} \quad (6.16)$$

Supondo que, sob a base do prisma do solo envolvente existem dois estratos de argila de diferentes compressibilidades, os valores dos incrementos de tensão vertical média, $\Delta\sigma_{v1}$ e $\Delta\sigma_{v2}$, que atuam nos planos horizontais localizados a meio da espessura de cada estrato (1) e (2), obtêm-se substituindo z na equação anterior, para os valores de z_1 e z_2 , respetivamente. Os valores de $\Delta\sigma_{vi}$ assim obtidos são substituídos na equação (6.12) para determinar o assentamento da fundação, por consolidação dos estratos de argila subjacentes à ponta das estacas. O somatório dos assentamentos de todos os estratos, resulta no assentamento total.

6.5. ATRITO NEGATIVO

O atrito negativo irá ocorrer se a formação argilosa superior assentar mais do que as estacas. É uma carga adicional sobre as estacas que deve ser considerada em condições de serviço e não em estado limite último - Fellenius (1998, 2004). Se a carga for aumentada até que chegue ao estado limite de rotura, a estaca assentaria mais do que a argila mole e o atrito nessa camada de argila mole passaria a contribuir positivamente para a capacidade de carga.

A interpretação das NTCDCC é distinta, já que introduz o atrito negativo na verificação do estado limite último.

Em serviço, o efeito do atrito negativo é adicionado às cargas permanentes atuantes no topo das estacas e serão equilibradas pela resistência lateral mobilizada abaixo do eixo neutro e pela resistência de ponta.

Para estacas de atrito instaladas num depósito de argila compressível que está em processo de consolidação, irá se desenrolar sobre o fuste da estaca atrito negativo, devido ao movimento descendente da superfície do terreno em relação à estaca devido a esta consolidação. Este fenómeno traz duas inconveniências para a estaca de atrito, uma vez que diminui a capacidade de carga lateral da estaca e aumenta a carga aplicada. O resultado final é uma diminuição do fator de segurança estático. Ao aplicar uma carga P , a estaca sofrerá um pequeno assentamento que produzirá um deslocamento relativo descendente da estaca com o respetivo solo, gerando assim três mudanças importantes: diminui o atrito negativo, aumenta o atrito positivo e o plano neutro sobe. Assim será introduzido uma nova condição de equilíbrio limite. Nesta nova condição de equilíbrio limite, a estaca continuará seguindo um movimento descendente à mesma velocidade que a superfície do terreno, tal como se observa em todas aquelas construções apoiadas em estacas de atrito, sem travamento algum na ponta por um estrato mais competente. Devido a este mecanismo autorregulador, a cabeça da estaca pode acompanhar o assentamento da superfície.

Assim, tendo em conta tudo o que foi apresentado, não se considerará o efeito do atrito negativo na determinação dos assentamentos por consolidação. Contudo, é necessário ter em conta o atrito negativo no dimensionamento estrutural, uma vez que o atrito negativo provoca um aumento da carga aplicada na estaca.

No dimensionamento de fundações, é necessário determinar a localização do plano neutro. Este plano está localizado no ponto da fundação onde não há movimento relativo entre a estaca e o solo. Desta forma, acima do plano neutro atuam as forças de atrito de negativo, sendo que abaixo do plano neutro atua a resistência lateral. Este conceito pode ser exemplificado na figura seguinte:

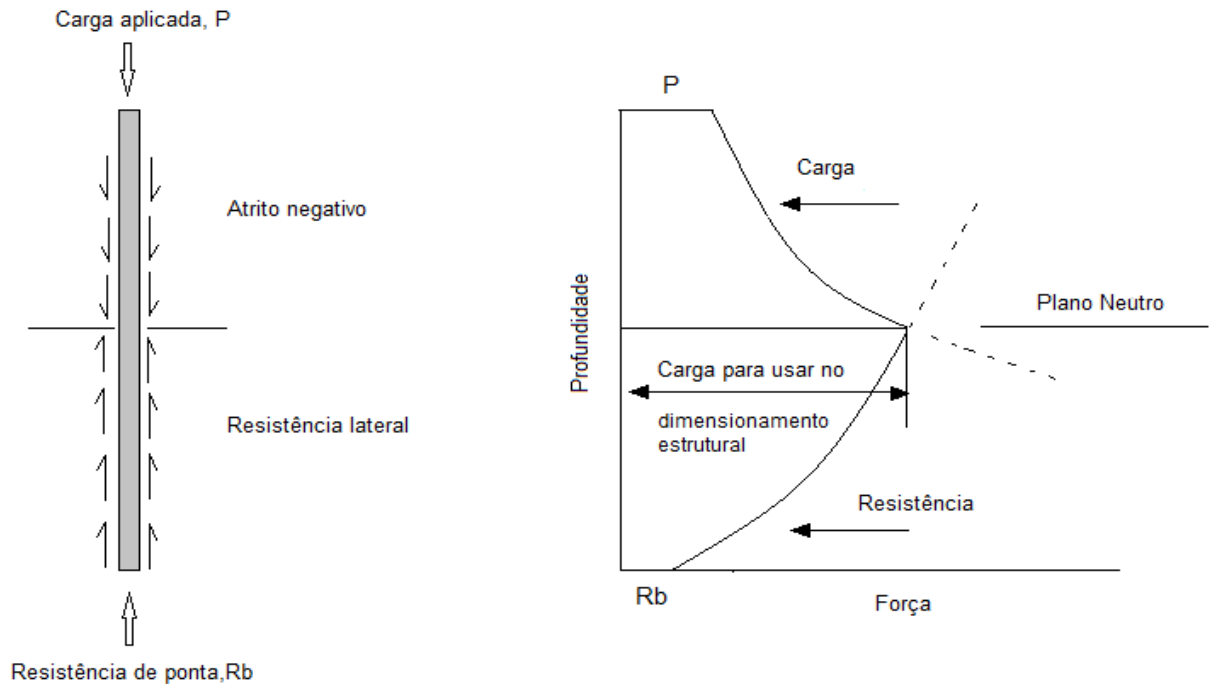


Figura 6.3 – Método de localização do plano neutro adaptado de Conduto (2001)

No capítulo 7 este assunto será abordado novamente, onde será aplicada esta metodologia a um caso prático.

6.6. CAPACIDADE DE CARGA LATERAL- CURVAS P-Y

6.6.1. GENERALIDADES

Métodos da evolução da capacidade de carga lateral, incluem métodos analíticos e métodos experimentais. O resultado de investigações exaustivas, e a disponibilidade nos dias de hoje de tecnologias avançadas têm melhorado muito a capacidade para analisar as fundações.

Os objetivos das análises da capacidade de carga lateral são os seguintes – Conduto (2001):

- Determinar a profundidade mínima requerida da estaca, para transferir as cargas laterais no solo. Quando as cargas laterais são as primeiras cargas a atuar na fundação, este critério pode controlar a profundidade requerida. Contudo, quando cargas axiais significativas estão presentes, como é o caso de fundações que suportam grandes edifícios ou pontes, a profundidade da estaca é usualmente controlada por considerações de carga axial.
- Determinar a deformação lateral sob as cargas laterais de dimensionamento. Edifícios, pontes, viadutos, ou outras estruturas similares normalmente podem tolerar não mais do que 5 a 20 mm de movimento lateral.

- Determinar os esforços e momentos aplicados na fundação pelas cargas laterais. Por vezes apenas precisamos dos valores máximos para dimensionar toda a fundação, enquanto que outras vezes é necessário os diagramas de esforços para o dimensionamento adequado.

Um dos métodos para análise da evolução da capacidade de carga lateral é o método p-y. Este método usa uma série não linear de molas para modelar a interação solo-estrutura. Embora o método p-y não seja tão rigoroso como o método dos elementos finitos, está extensivamente calibrado com resultados de ensaios de carga de grande escala e é fácil implementar devido à grande disponibilidade de programas comerciais. Assim sendo este é o método mais comum na prática, especialmente quando se trata de fundações por estacas – Conduto (2001).

6.6.2. CURVAS P-Y

O essencial no método p-y é a relação e a definição da carga-deformação lateral entre a fundação e o solo. Isto é expresso em forma de curvas p-y, onde p representa a resistência lateral do solo por unidade de comprimento da fundação, e y é a deformação lateral.

A resistência última à compressão é provavelmente muito maior do que a resistência última ao corte lateral. Contudo, a mobilização de tensões laterais de corte implica deformações mais pequenas, e por isso poderá ser uma importante parte da resistência total para pequenas deformações geralmente associadas a cargas de serviço. As curvas p-y de um ponto particular na fundação depende de muitos fatores, tais como o tipo de solo, o tipo de carga (isto é, cargas dinâmicas, cargas estáticas, cargas estáticas de pequena duração, etc), do diâmetro da estaca, da forma da secção da estaca, do coeficiente de atrito entre a estaca e o solo, da profundidade abaixo da superfície, dos métodos de construção das fundações, e dos efeitos de interação do grupo – Conduto (2001).

As curvas p-y pertencem a uma família de curvas que representam o comportamento do solo em função da profundidade. Pode admitir-se que estas curvas são compostas essencialmente por três zonas: a primeira zona que corresponde ao domínio das muitas pequenas deformações em que o comportamento do solo é elástico linear; a segunda zona, relativa ao domínio das pequenas a grandes deformações, exhibe o crescimento da resistência do solo com o deslocamento da estaca, mas com uma taxa de crescimento decrescente; e, por último, a terceira zona, que corresponde ao domínio das grandes deformações, em que o solo tem um comportamento plástico.

Na determinação das curvas p-y a partir dos resultados do ensaio com pressiómetro de Ménard, a curva é dada sob a forma de uma função linear por partes cujos parâmetros são obtidos a partir - Frank (1999):

- Do módulo E_s ;
- Da pressão de fluência p_f ;
- Da pressão limite p_l .

A pressão de fluência e a pressão limite é retirada diretamente do ensaio pressiométrico. O módulo E_s que representa a inclinação da função linear, é determinado a partir do módulo pressiométrico, E_M , a partir das seguintes expressões - NF P94-262 (AFNOR, 2012):

Para $B \geq 0,60$ m:

$$E_s = E_M \frac{12}{\frac{4}{3} \frac{B}{B_0} \left(2,65 \frac{B}{B_0} \right)^\alpha \frac{B_0}{B} + \alpha} \quad (6.17)$$

Para $B \leq 0,60$ m:

$$E_s = E_M \frac{12}{\frac{4}{3}(2,65)^\alpha + \alpha} \quad (6.18)$$

Em que B_0 é um diâmetro de referência igual a 0,60, e α é o coeficiente reológico que é dado pelo quadro seguinte:

Quadro 6.2 - Coeficiente reológico α - NF P94-262 (AFNOR 2012)

solo	Argila		Siltes		areia		cascalho	
	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α	E_M/p_l	α
Sobreconsolidados	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalmente consolidados	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4

Analisando o quadro (7.1) conclui-se que o coeficiente reológico varia com a razão entre o módulo pressimétrico, E_M , e a pressão limite, p_l , e que para as argilas este coeficiente é superior, uma vez que o valor da pressão limite, p_l , para este tipo de solos é inferior do que para solos granulares.

Tendo em conta o tipo de cargas a considerar, as curvas p-y que se tratam de funções lineares, podem ter diferentes configurações – Frank (1999):

- Caso onde as cargas permanentes na cabeça da estaca são dominantes: a inclinação da função linear é E_s e o valor de P limite é $P_f = p_f B$;
- Caso onde as cargas devido ao impulso lateral do solo são dominantes: a segurança é garantida através de uma curva mais acentuada, com a possibilidade de alcançar a pressão limite, p_l . Apresenta uma inclinação de E_s até atingir o valor de $P_f = p_f B$. Quando atinge esse valor, a inclinação da reta passa a ser $E_s/2$ até ao valor de $P_l = p_l B$.
- Caso onde as cargas de curta duração na cabeça da estaca são dominantes (efeitos de travagem, por exemplo): A inclinação da reta é de $2E_s$. O valor de P limite é $P_f = p_f B$.
- Cargas acidentais: para este tipo de cargas a curva é de três fases. A primeira reta tem uma inclinação de $2E_s$ até P_f , e uma inclinação de E_s de P_f até P_l , e 0 para $P > P_l$.

7

CASO PRÁTICO

7.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo, será realizado o dimensionamento de uma fundação de um dos viadutos executado na autoestrada denominada “*Siervo de la Nación*”, entre o “*Rio de los Remedios*” e “*Venta de Carpio*”. Na figura (8.1) encontra-se ilustrada a autoestrada em questão. Ela é constituída por 4 viadutos e pelos ramais de acesso *Rio de los Remedios*, *Alfredo del Mazo*, *Circuvalación Sur Circuito Exterior Mexiquense*, *Jardines de Morelos* y *Venta de Carpio*. O viaduto 1 tem um comprimento de 555 m, o viaduto 2 de 8138 m, o viaduto 3 de 3420 m, e o viaduto 4 de 532 m.



Figura 7.1 – Esquema simplificado da autoestrada “*Siervo de la Nación*” – GEG (2014)

Será realizado o cálculo de uma fundação relativamente ao viaduto 2. Essa fundação é apresentada em (7.3).

O local em estudo, de acordo com o zonamento geotécnico, é na zona III da Cidade do México, denominada zona do Lago (capítulo 2). De acordo com a informação relativamente a esta zona e a partir da última medição disponível referente ao período de 1992 e 2005, os assentamentos manifestam uma velocidade de assentamento anual variável (capítulo 2). Na zona envolvente ao *Rio de los Remedios* apresentam-se as velocidades máximas entre 30 cm e 40 cm por ano. Esta taxa varia ao longo do *Gran Canal* e decresce até ao norte onde se registou velocidades de assentamento de 5 cm por ano. Considerando o assentamento regional, é importante considerar uma vida útil das estruturas de 50 anos.

7.2. ENQUADRAMENTO – GEOLÓGICO

7.2.1. ENSAIOS SPT

Para caraterizar os solos ao longo da autoestrada a ser construída, foram realizadas diversas sondagens. As sondagens foram realizadas com recuperação contínua de amostras alteradas através da ferramenta utilizada no ensaio SPT nos materiais mais compactos. Nos solos moles foi utilizado o piezocone, com medição da resistência de ponta, atrito lateral e pressão neutra.

Na zona de influência do viaduto 1, foram executadas 2 sondagens combinadas (S1-V1 e S2-V1). O quadro (7.1) apresenta o resumo das sondagens realizadas.

Quadro 7.1 – Sondagens realizadas para o viaduto 1 – GEG (2014)

Ensaio	Designação	Km(aprox)	Prof.Máx
Sondagem+CPTu	S1-V1	Rama	44,75
Sondagem+CPTu	S2-V1	0+120	46,20

Na zona de influência do viaduto 2, foram realizados 13 sondagens combinadas (S1-V2 até S2-V7). O quadro (7.2) apresenta o resumo das sondagens realizadas.

Quadro 7.2 – Sondagens realizadas para o viaduto 2 – GEG (2014)

Ensaio	Designação	Km(aprox)	Prof.Máx
Sondagem+CPTu	S1-V2	1+640	40,38
Sondagem+CPTu	S2-V2	1+880	40,45
Sondagem+CPTu	S1-R	2+120	40,24
Sondagem+CPTu	S2-R	2+655	24,20
Sondagem+CPTu	S1-V3	3+130	40,33
Sondagem+CPTu	S1-V4	4+050	40,50
Sondagem+CPTu	S3-R	5+080	40,08
Sondagem+CPTu	S1-V5	5+740	40,13
Sondagem+CPTu	S4-R	6+335	21,60
Sondagem+CPTu	S1-V6	7+630	40,20
Sondagem+CPTu	S5-R	8+320	20,20
Sondagem+CPTu	S1-V7	8+760	40,30
Sondagem+CPTu	S2-V7	8+990	40,10

Na zona de influência do viaduto 3, foram efetuados 11 sondagens combinadas (S1-V8 a S6-V9). O quadro (7.3) apresenta o resumo das sondagens realizadas.

Quadro 7.3 – Sondagens realizadas para o Viaduto 3 – GEG (2014)

Ensaio	Designação	Km(aprox)	Prof.Máx
Sondagem+CPTu	S1-V8	9+600	41,50
Sondagem+CPTu	S2-V8	9+890	41,10
Sondagem+CPTu	S3-V8	10+160	42,10
Sondagem+CPTu	S4-V8	10+460	40,50
Sondagem+CPTu	S1-V9	11+780	40,19
Sondagem+CPTu	S2-V9	12+080	40,40
Sondagem+CPTu	S3-V9	12+380	35,80
Sondagem+CPTu	S4-V9	112+700	40,40
Sondagem+CPTu	S5-V9	13+000	23,30
Sondagem+CPTu	S5-V9	13+000	40,10
Sondagem+CPTu	S6-V9	Rama A e B	41,38

7.2.2. ENSAIOS COM PIEZOCONO (CPTu)

A experiência local para a correlação entre a resistência de ponta e o valor da resistência não drenada, c_u , corresponde a dividir diretamente q_c pelo coeficiente do cone N_k , sem subtrair previamente a tensão vertical total:

$$c_u = \frac{q_c}{N_k} \quad (7.1)$$

Sendo que $N_k = 13$ para as argilas moles da Cidade do México, e q_b corresponde à resistência de ponta unitária.

Relativamente ao viaduto 1 e 2, a resistência de ponta do piezocone, q_c , varia tipicamente entre 0,25 e 0,5 MPa (2,5 e 5 kg/cm²) na unidade B, com predominância de $q_c = 0,5$ MPa (5 kg/cm²) em todas as sondagens realizadas na zona de influência destes viadutos.

Para o viaduto 3, a resistência de ponta do piezocone, q_c , varia tipicamente entre 0,25 e 1,0 MPa (2,5 a 10 kg/cm²) na Unidade B, com predominância de $q_c = 0,5$ MPa (5 kg/cm²) nas sondagens S1-V8 e S5-V9 e de $q_c = 0,75$ MPa (7,5 kg/cm²) em S6-V9.

Para $q_c = 0,5$ MPa (5kg/cm²) obtêm-se um valor da coesão não drenada, $c_u = 38$ kPa (0,38 kg/cm²) e para $q_c = 0,75$ MPa (7,5 kg/cm²) vem um valor de $c_u = 58$ kPa (0,58 kg/cm²).

7.2.3. ENSAIOS COM PRESSIÓMETRO DE MÉNARD

Foram realizados ensaios com pressiómetro de Ménard (PMT) em 10 sondagens, a distintas profundidades, num total de 31 ensaios. Determinaram-se a pressão de fluência, p_f , e pressão limite, p_l , bem como o módulo pressiométrico do solo, E_M , para a argila mole e para a camada dura.

Na zona do viaduto 1 realizaram-se três ensaios na sondagem S2-V1. Na zona do viaduto 2 realizaram-se três ensaios em cada uma das sondagens S2-V2, S1-V3, S1-V4, S1-V6 e S2-V7 e quatro ensaios na sondagem S1-V5. Na zona do viaduto 3 realizaram-se três ensaios em cada uma das sondagens S3-V8, S2-V9 e S5-V9.

São apresentados na figura (7.2) e figura (7.3) um resumo dos resultados de todos os ensaios realizados com pressiómetro de Ménard. A maior parte dos ensaios foram realizados na argila mole da formação argilosa superior, na qual a pressão limite varia entre 0,5 e 1 MPa (5 e 10 kg/cm²). O ensaio realizado na camada dura (S2-V9 – 18 m) resultou em $p_l = 3,1$ MPa (31 kg/cm²).

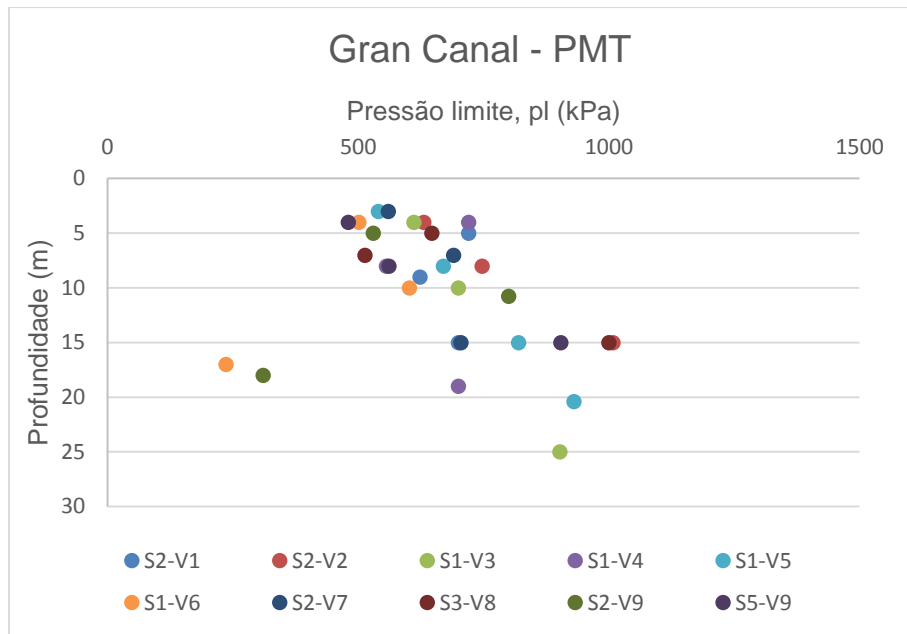


Figura 7.2- Valores da pressão limite, p_l , para várias profundidades nas variadas sondagens – TGC (2014)

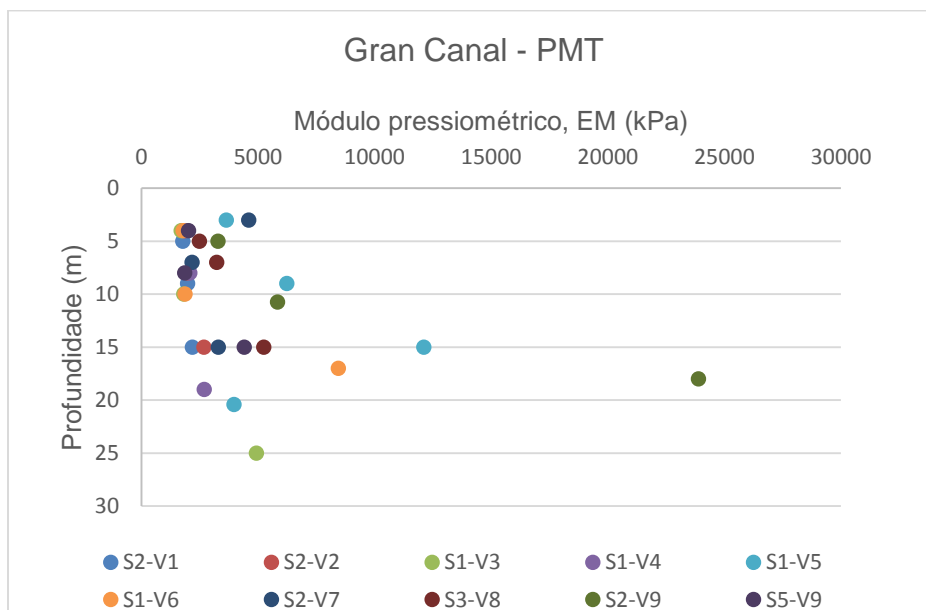


Figura 7.3 – Valores do módulo pressiométrico, E_M , para várias profundidades nas variadas sondagens - TGC (2014)

7.2.4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Em laboratório foram realizados ensaios de determinação do teor em água, limites de Atterberg, triaxiais, consolidação e análises químicas do solo e da água.

Os resultados dos ensaios triaxiais não drenados e não consolidados são apresentados na figura (7.4).

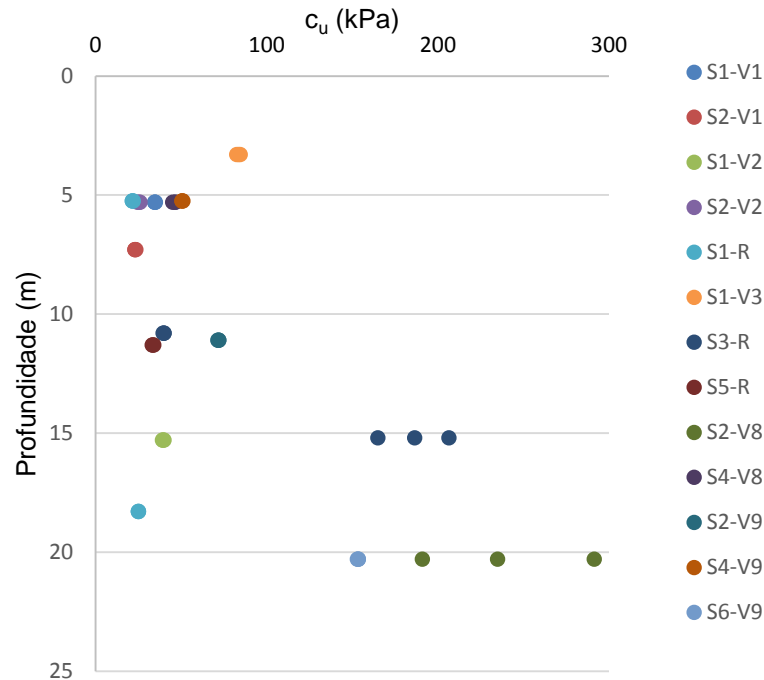


Figura 7.4 – Resultados dos ensaios triaxiais não drenados e não consolidados (UU) – TGC (2014)

Analisando a figura (7.4), conclui-se que os valores da resistência não drenada são semelhantes no que diz respeito às sondagens realizadas no viaduto 1, e no viaduto 2. Verifica-se que na zona de influência do viaduto 3 esta resistência não drenada apresenta valores superiores aos das zonas de influência do viaduto 1 e do viaduto 2. Deste modo, para o dimensionamento das estacas de uma das fundações do viaduto 2 que será apresentado posteriormente, a escolha dos valores a adotar para a resistência não drenada, c_u , será realizada tendo em conta os resultados dos ensaios triaxiais não drenados não consolidados (UU) relativamente às sondagens realizadas no viaduto 1 e no viaduto 2.

7.3. MODELO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

De um modo simplificado, no modelo geológico-geotécnico foram consideradas as camadas apresentadas nos quadros (7.4), (7.5), (7.6), relativamente a todas as sondagens realizadas nos viadutos 1, 2, e 3 ao longo da autoestrada “*Siervo de la Nación*”.

Quadro 7.4 - Profundidade das unidades estratigráficas da sondagem S1-V1 até S3-R – TGC (2014)

Unidade estratigráfica		Profundidade em m								
		S1-V1	S2-V1	S1-V2	S2-V2	S1-R	S2-R	S1-V3	S1-V4	S3-R
Unidade A	Camada superficial	4,2	4,2	4,1	1,8	2,8	2,9	2,2	3,3	4
Unidade B	Argila ou silte de alta compressibilidade	27,8	28,6	24	24	24	24	23,9	21,8	29
	Intercalações de argila ou silte de mediana compressibilidade	43	44,3	38	37,2	36,8	24,20	33	34	36,2
Unidade C	Intercalações de areias argilas e siltes de compactidade e consistência variável	44,75	46,20	40,38	40,45	40,24	-	40,33	40,5	40,08

Quadro 7.5 - Profundidade das unidades estratigráficas da sondagem S1-V5 até S3-V8 – TGC (2014)

Unidade estratigráfica		Profundidade em m								
		S1-V5	S4-R	S1-V6	S5-R	S1-V7	S2-V7	S1-V8	S2-V8	S3-V8
Unidade A	Camada superficial	5,0	3,3	3,0	5,1	2,1	2,4	2,1	1,2	3,5
Unidade B	Argila ou silte de alta compressibilidade	26,9	21,3	20,5	15,7	17,2	17	14	10	9
	Intercalações de argila ou silte de mediana compressibilidade	33,8	21,60	33	20,2	28,5	29,3	25,3	-	-
Unidade C	Intercalações de areias argilas e siltes de compactidade e consistência variável	40,13	-	40,2	-	40,3	40,1	41,5	41,1	42,1

Quadro 7.6 - Profundidade das unidades estratigráficas da sondagem S4-V8 até S6-V9 – TGC (2014)

Unidade estratigráfica		Profundidade em m							
		S4 – V8	S1-V9	S2-V9	S3-V9	S4-V9	S5-V9	S5-V9(2)	S6-V9
Unidade A	Camada superficial	2,1	2,3	3,5	2,0	2,4	1,8	1,8	1,8
Unidade B	Argila ou silte de alta compressibilidade	10	10,9	12	9,2	11,3	11,1	12	11,7
	Intercalações de argila ou silte de mediana compressibilidade	-	-	-	-	-	-	-	-
Unidade C	Intercalações de areias argilas e siltes de compactidade e consistência variável	40,5	40,19	40,4	35,8	40,4	23,3	40,1	41,38

Note-se que a camada de argila de alta compressibilidade na zona de influência do viaduto 3 apresenta uma espessura inferior em relação às zonas de influência do viaduto 1 e 2. Também se verifica que na zona deste viaduto não existe nenhuma camada de argila ou silte de mediana compressibilidade sendo que a camada subjacente à camada de argila altamente compressível é a Unidade C correspondente à camada dura. Tal como é referido no capítulo 2, uma vez que neste caso a espessura da camada de argila muito compressível é bastante reduzida, já faria sentido encastrar as estacas num solo competente (camada dura), e usar uma fundação de estacas por ponta.

7.4. SOLUÇÃO ADOTADA PARA A FUNDAÇÃO E PILARES DO VIADUTO 2 (TRAMO B)

Na zona do tramo B do viaduto 2, a unidade A (camada superficial) tem aproximadamente 3m de espessura e é seguida da unidade B1 (argilas e siltes de alta compressibilidade) com espessura variável entre os 19 e 26 m. Depois aparece a Unidade B2 (intercalações de argila e siltes de mediana compressibilidade) com espessura variável. A unidade C (areias, argilas e siltes de compressibilidade variável) aparecem apenas entre os 34 e 37 m de profundidade.

Com este cenário geotécnico, a solução adotada consiste em fundações parcialmente compensadas, com estacas de atrito. Entende-se por fundações compensadas aquelas que procuram reduzir o incremento de carga aplicada ao subsolo através de escavações do terreno e uso de uma caixa de fundação colocado a uma certa profundidade.

A geometria em planta está condicionada pela proximidade do *Gran Canal* e das tubagens de PEMEX e pela escavação necessária para executar a caixa de fundação. Por isso limitou-se a largura da caixa a 9,50 m, e o comprimento resulta dos esforços aplicados.

No Anexo 1, encontram-se os perfis estratigráficos das várias sondagens realizadas ao longo do tramo B do viaduto 2, assim como os resultados dos ensaios CPT, e dos ensaios SPT que apenas foram

realizados nas intercalações na argila mole de areia fina, siltes endurecidos ou cinzas vulcânicas, uma vez que não permitem a penetração do piezocone, tendo sido por isso necessário recorrer aos ensaios SPT nestas camadas.

A fundação em questão é uma fundação com 9,5 m de largura, 11,55 m de comprimento, e 2,4 m de espessura com 44 estacas ocas pré-fabricadas de 45 cm x 45 cm com uma parte interior oca circular de 28 cm.

No Anexo 2, apresentam-se a planta da fundação assim como o corte longitudinal e o corte transversal da fundação.

As estacas e a caixa de fundação são ocas, uma vez que estamos perante solos argilosos altamente compressíveis suscetíveis de sofrer grandes assentamentos, e devido também à proximidade de um talude e do *Gran Canal*. Deste modo, esta configuração da caixa de fundação e das estacas faz com que o peso transmitido ao terreno seja menor do que se estivessemos a considerar secção cheia, promovendo assim assentamentos menores. As estacas têm 20 m de comprimento efetivo.

O espaço desejado entre a ponta das estacas de atrito e a camada dura subjacente deve ser suficiente para que em nenhuma condição as estacas possam atingir a camada dura como consequência da consolidação do solo, e respetivos assentamentos. Como foi visto no capítulo 2, para estacas fundadas em solos argilosos moles muito compressíveis com uma espessura considerável, as estacas não devem penetrar numa camada dura, uma vez que provocam a “emersão” da estrutura. O espaço mínimo entre a ponta das estacas e a camada dura é de 2 m.

Esta fundação permite que, durante o período de vida útil da obra, caso se detete alguma anomalia no comportamento de qualquer elemento da fundação por apoio da ponta das estacas em alguma camada dura, seja possível corrigir a partir dos espaços ociosos na fundação, tanto nas estacas como na caixa de fundação, através da execução de uma furação pelo interior das estacas com um equipamento ligeiro de pequeno diâmetro, nos elementos afetados.

As estacas possuem uma junta de encaixe dimensionada para garantir a transmissão de esforços a todos os elementos que formam a estaca.

7.5. DIMENSIONAMENTO DAS ESTACAS DO VIADUTO 2 (TRAMO B)

7.5.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Foram consideradas 16 combinações de carga para o estado limite último, definidas de acordo com a Norma N-PRY-CAR-6-01-001 – *Ejecución de Proyetos de nuevos Puentes y Estructuras Similares*, com os coeficientes de combinações apresentados no Anexo 3. As ações consideradas foram as seguintes:

- Peso próprio da estrutura;
- Camada asfáltica;
- Ações variáveis;
- Efeito de fluência + retração (variação de temperatura de 30 graus, variação negativa);
- Efeito de frenagem;
- Variação de temperatura uniforme de 15 °;
- Vento aplicado na carga viva veicular;
- Vento que provoca a torção do tabuleiro (aplicação excêntrica da vertical do vento no tabuleiro);
- Vento aplicado na estrutura (Pilares e tabuleiro);
- Centrífuga;
- Sismo.

No mesmo Anexo 3 são apresentados os valores das resultantes das ações na base dos pilares, pilares esses que têm 9 m de comprimento. São apresentadas as resultantes das ações em estado limite último (ELU) e em estado limite de serviço (ELS).

7.5.2. VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

7.5.2.1. Resistência unitária lateral

As estacas cravadas passam por uma crosta superficial (unidade A), onde será construída a caixa de fundação, atravessam a Unidade B1 (Argilas e siltes de alta compressibilidade) e ficam a uma distância de 2 m da primeira camada dura, que se situa entre os 25 e 30 m de profundidade.

A Resistência lateral ($f = q_s$) na unidade B (Formação argilosa superior) será igual à resistência não drenada, c_u , que pode ser determinada a partir da resistência de ponta do cone, q_c , dos ensaios triaxiais não consolidados não drenados (UU) ou a partir dos ensaios pressiométricos. Assim, considerando $q_c = 0,5 \text{ MPa}$ (5 kg/cm^2) tem-se:

$$f = q_s = \alpha c_u = \alpha \frac{q_c}{N_k} = 1,0 \times \frac{500}{13} = 38 \text{ kPa} (3,8 \text{ ton} / \text{m}^2) \quad (7.2)$$

Em que N_k é o coeficiente do cone no ensaio com piezocone, sendo que o seu valor é 13 para as argilas moles da cidade do México, q_c é a resistência de ponta medida no cone, e α representa o valor do fator de adesão lateral, sendo que para estacas não muito compridas em solos argilosos moles normalmente consolidados (NC) da zona III (zona do lago), o valor é unitário – López (2007).

Os resultados dos ensaios triaxiais encontram-se representados na figura (8.4). Para o cálculo da resistência lateral considerou-se um valor médio de $c_u = 30 \text{ kPa}$ ($0,30 \text{ kg/cm}^2$) que resulta em:

$$f = q_s = \alpha c_u = 1 \times 30 = 30 \text{ kPa} (3,0 \text{ ton} / \text{m}^2) \quad (7.3)$$

Considerando o método LCPC (AFNOR, 2012), e usando os resultados obtidos dos ensaios com pressiómetro (PMT), tomando o valor da pressão limite diferencial, $p_l^* = 0,4 \text{ MPa}$ (4 kg/cm^2) a partir do quadro (5.1) do capítulo 5, a resistência lateral unitária, q_s , é calculada a partir da equação (5.3) do mesmo capítulo:

$$f = q_s = \alpha_{pieu-sol} \times f_{sol}(p_l^*) = 1,1 \times 39 = 43 \text{ kPa} (4,3 \text{ ton} / \text{m}^2) \quad (7.4)$$

Sendo que $\alpha_{pieu-sol}$ é obtido a partir dos valores do quadro (5.4) do capítulo 5. Uma vez que se tratam de estacas cravadas pré-fabricadas em betão (categoria 9), o valor para este coeficiente é de 1,1. Já o coeficiente, f_{sol} , é determinado a partir da equação (5.4) do capítulo 5.

Adotou-se o seguinte valor para a resistência lateral, uma vez que se trata do menor valor calculado pelos três métodos:

$$f = q_s = 30 \text{ kPa} (3,0 \text{ ton} / \text{m}^2) \quad (7.5)$$

7.5.2.2. Resistência de ponta unitária

Em relação à resistência de ponta unitária, esta foi estimada a partir de ensaios triaxiais e dos ensaios com o pressiómetro (PMT) realizados. O método LCPC que tem por base a resistência de ponta do cone não é aplicável segundo a NF P94-262 (AFNOR, 2012) para valores de resistência de ponta $q_c < 1$ MPa.

Adotando valor da resistência não drenada $c_u = 40$ MPa, à profundidade de ponta das estacas, a resistência de ponta unitária é igual a:

$$q_b = N_c^* c_u + p_v = 7 \times 40 + (3 \times 13 + 20 \times 12) = 280 + 279 = 559 \text{ kPa} (55,9 \text{ ton} / \text{m}^2) \quad (7.6)$$

Em que N_c^* é o coeficiente de capacidade de carga, que é definido segundo as NTCDCC a partir do quadro (3.2) do capítulo 3, e p_v é a tensão vertical total ao nível da base da ponta da estaca. Considerou-se que o peso volumico da camada superficial (Unidade A) é de 13 kN/m³, e da formação argilosa superior 12 kN/m³.

A resistência unitária de ponta, calculada com base no ensaio PMT será igual a:

$$q_b = k_p p_{le}^* + p_v = 1,35 \times 600 + 279 = 810 + 279 = 1089 \text{ kPa} (108,9 \text{ ton} / \text{m}^2) \quad (7.7)$$

Sendo que pelo quadro (5.6) do capítulo 5, $K_p = 1,35$, e o valor de p_{le}^* é dado pela equação (5.6) do mesmo capítulo. Nessa equação, uma vez que o diâmetro da estaca, $B < 1$ m, implica que $a = B/2 = 0,45/2 = 0,225$ m, e $b = 0$, uma vez que a estaca não encastra num solo competente, sendo que grande parte da sua resistência é mobilizada por atrito lateral tal como é explicado na secção (5.2.1) do capítulo 5. Deste modo, o valor da pressão limite diferencial equivalente, p_{le}^* , é aproximadamente 600 kPa a partir da equação (5.6), considerando que o valor da pressão limite diferencial, p_l^* , é igual a 400 kPa, como já foi referido atrás.

Os valores da resistência lateral unitária e da resistência de ponta unitária adotados são apresentados no quadro (7.7):

Quadro 7.7 - Resumo das resistências unitárias adotadas

Camada	Estaca	
	$f = q_s$	q_b
	kPa	kPa
Unidade B1	30	559

7.5.3. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA SEGUNDO AS NORMAS NTCDCC

Considerando uma estaca cravada de 450 mm e 20 m de comprimento na formação argilosa superior, e que para os estados limite últimos não se considera o atrito negativo, a resistência à compressão é dada por:

$$C_f (= R_s) = 4BLq_s F_R = 4 \times 0,45 \times 20 \times 30 \times 0,7 = 756 \text{ kN} (75,6 \text{ ton}) \quad (7.8)$$

$$C_p(=R_b) = A_b(N_c^*c_uF_R + p_v) = 0,45^2 \times (7 \times 40 \times 0,7 + 279) = 96,19kN(9,619ton) \quad (7.9)$$

$$R = 756 + 96,19 = 852,19(85,22ton) \quad (7.10)$$

A resistência à tração é igual a:

$$R_t = 756kN(75,6ton) \quad (7.11)$$

O peso próprio das estacas será adicionado à carga proveniente do pilar e da caixa de fundação.

7.5.4. DEFINIÇÃO DAS CURVAS QS-Z E QB-Z

Para a definição das curvas de transferência $q_s - z$ e $q_b - z$, isto é, curvas que relacionam os assentamentos sofridos pela estaca e a resistência lateral e de ponta mobilizada na argila mole, foi utilizado o método exposto em (6.3.1) no capítulo 6. Para a definição das curvas $q_s - z$ considerou-se as equações (6.7) e (6.8). Os valores dos parâmetros a considerar para a definição desta curva são os seguintes:

Quadro 7.8 - Parâmetros para a definição da curva $q_s - z$

Parâmetro	Valor
r_0 (m)	0,28
L (m)	20
$\tau_f = q_{smax}$ (kN/m ²)	30
G_i (MPa)	1
ν	0,45
ρ	0,5
r_m	13,75
R_f	1

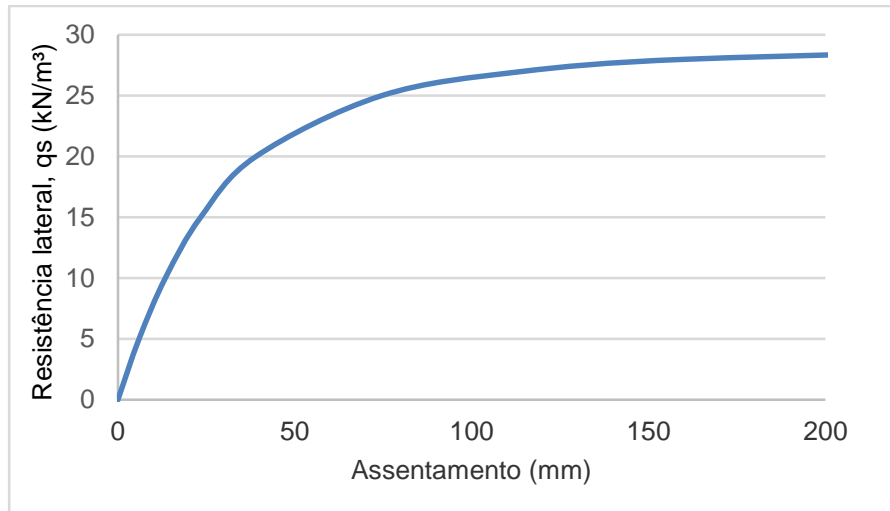


Figura 7.5 – Curva de mobilização da resistência lateral

A definição da curva de mobilização da resistência de ponta, $q_b - z$, é feita através das equação (6.11) da secção (6.3) do capítulo 6. Os parâmetros a considerar são os apresentados no quadro (7.9):

Quadro 7.9 - Parâmetros para a determinação da curva $q_b - z$

Parâmetro	Valor
$r_0(m)$	0,28
$G_i(MPa)$	1
ν	0,45
R_{bf}	113
R_t	0,9

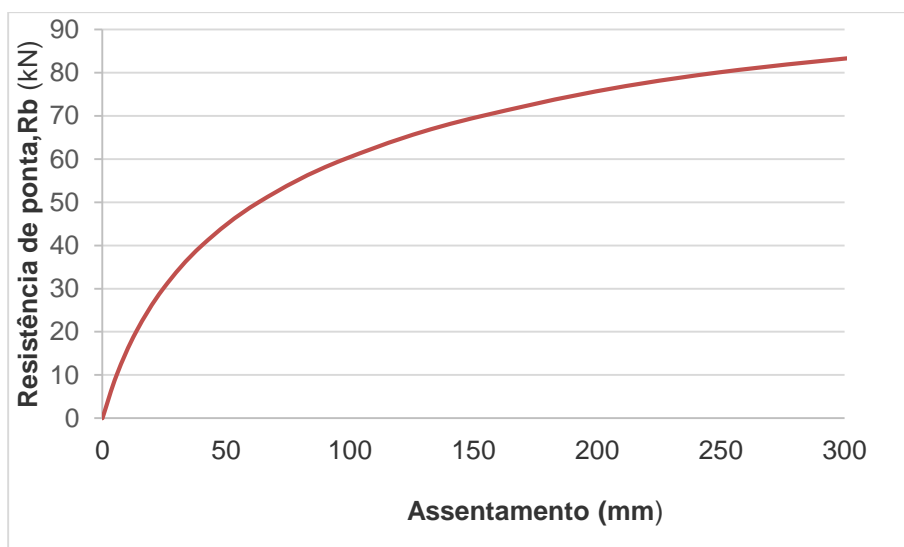


Figura 7.6 – Curva de mobilização da resistência de ponta

7.5.5. DEFINIÇÃO DAS CURVAS P-Y

As curvas p-y foram definidas a partir dos ensaios com pressiómetro de Ménard e das recomendações de Frank (1999) que são apresentadas no Capítulo 6. O efeito de grupo e a proximidade com o talude são introduzidos no cálculo por meio de multiplicadores p-y, que reduzem as curvas p-y definidas para uma estaca isolada. Mais à frente este conceito será abordado novamente.

Os parâmetros e os seus respectivos valores a usar na definição das curvas p-y encontram-se apresentados no quadro (7.10).

Quadro 7.10 - Valor dos parâmetros a considerar para a determinação das curvas p-y

Parâmetro	Valor
p_f (kPa)	303
p_l (kPa)	720
α	2/3
E_M (Mpa)	1,8
E_s (MN/m ²)	6,7
B(m)	0,45

O valor da pressão de fluência e da pressão limite, p_f e p_l , respetivamente, foram retirados diretamente dos ensaios pressiométricos que se realizaram, tal como o módulo pressiométrico E_M . O valor do módulo E_s é determinado a partir da equação (6.18), da secção do capítulo 6. O coeficiente reológico α , é definido a partir do quadro (6.2) do mesmo capítulo. B representa a largura da secção da estaca. Posteriormente são apresentados os valores de P e de y.

Quadro 7.11 - Valores de P e de y para os diferentes casos de solicitações

a) Cargas permanentes		b) cargas devido a impulso lateral		c) cargas de curta duração		d) Cargas Acidentais	
P(kN)	y(m)	P(kN)	y(m)	P(kN)	y(m)	P(kN)	y(m)
0	0	0	0	0	0	0	0
136,4	0,020	136,4	0,020	136,4	0,010	136,4	0,010
136,4	0,065	324	0,020	136,4	0,055	324	0,038
-	-	324	0,121	-	-	324	0,083

A curva escolhida foi a curva relativa às solicitações acidentais (sismos). O gráfico da curva é apresentado na figura (7.7).

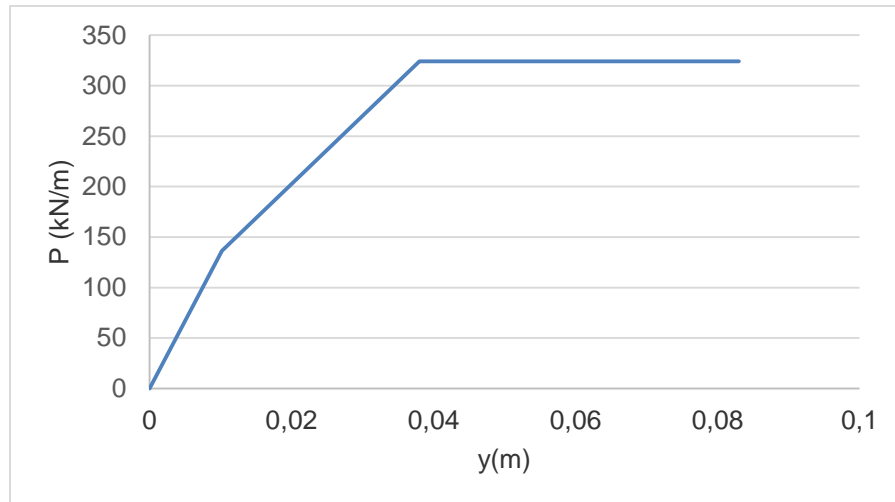


Figura 7.7 – Curva de mobilização da resistência transversal (p-y) para o caso em que as ações de muito curta duração (acidentais) na cabeça da estaca são dominantes

7.5.6. CARATERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO AXIAL DE UMA ESTACA ISOLADA

Tendo definidas as curvas p-y, é possível simular um ensaio de carga axial através do programa *FB-Multipier* (2014), aplicando um comportamento não linear a uma estaca isolada cravada.

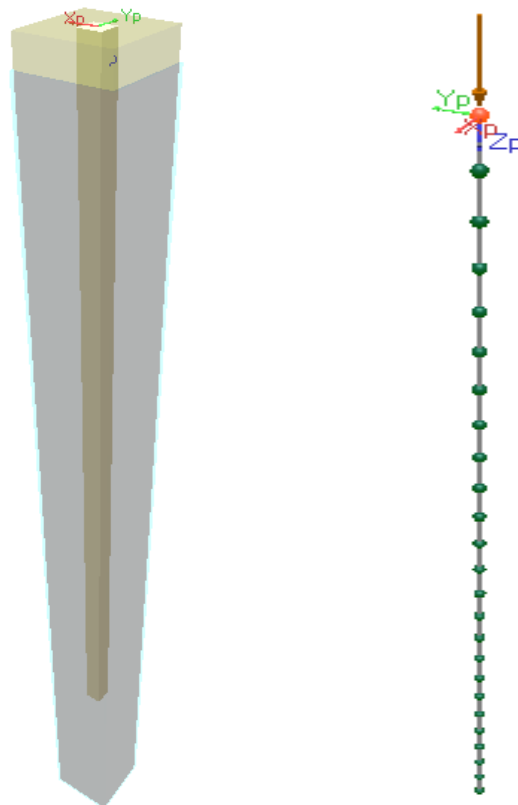


Figura 7.8 – Modelo de elementos finitos para uma estaca cravada isolada de $0,45 \times 0,45 \text{ m}^2$, e $L=20 \text{ m}$

Para caracterizar o comportamento axial da estaca para uma gama de valores suficientemente abrangente utilizaram-se forças sucessivamente maiores com incrementos de 100 kN (10 ton).

Na figura (7.9), é apresentado o comportamento axial da estaca, num gráfico que relaciona os assentamentos sofridos com a carga axial aplicada na cabeça da estaca.

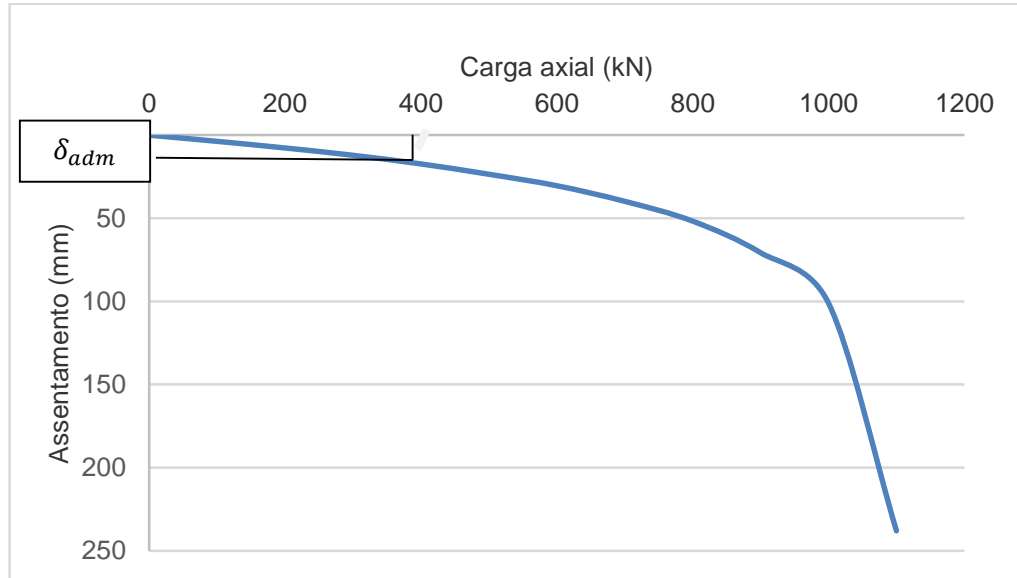


Figura 7.9 – Relação carga-assentamento de uma estaca cravada, 0,45 x 0,45 m², L=20 m

Analisando a figura (7.9), conclui-se que para uma carga aplicada na cabeça da estaca até 1000 kN, o solo argiloso mole tem um comportamento elástico, sendo que para cargas acima de 1000 kN o solo passa a ter um comportamento plástico, podendo assim chegar à rotura.

A carga axial admissível é dada por:

$$P_a = \frac{R_{bf} + R_{sf}}{3} = \frac{113 + 1080}{3} = 397,7 \text{ kN} \quad (7.12)$$

Sendo que R_{bf} e R_{sf} , representam a resistência de ponta última e resistência lateral última, respetivamente.

Posteriormente, determina-se qual o valor do assentamento admissível a partir da figura (7.9). O assentamento admissível é portanto igual a aproximadamente 15 mm.

Posteriormente, na secção (7.5.7) serão determinados os esforços nas estacas, sendo que terá de ser verificada a segurança relativamente ao estado limite último, e por isso o esforço máximo axial terá de ser inferior à capacidade de carga em estado limite último calculado anteriormente na secção (7.5.3).

O esforço axial máximo em serviço terá de ser inferior à carga máxima admissível calculada na equação (7.12).

7.5.7. ESFORÇOS NAS ESTACAS

Para determinar com exatidão a carga transmitida às estacas, é necessário acrescentar aos esforços resultantes das ações na base dos pilares (Anexo 3), o peso da caixa de fundação (carga axial) bem como os acréscimos aos momentos (M_x e M_y) resultantes do produto das cargas horizontais pela distância ao eixo da caixa de fundação, que neste caso é de 1,20 m. Deste modo os novos esforços serão dado por:

$$N' = N + P \quad (7.13)$$

$$M'_x = M_x + F_y \times 1,20 \quad (7.14)$$

$$M'_y = M_y + F_x \times 1,20 \quad (7.15)$$

Em que P é o peso da caixa de fundação.

Para além desta correção, é necessário ter em conta que o valor das resultantes das ações na base dos pilares foram calculados no programa *Robot Estrutural*, onde o sentido positivo do eixo vertical é contrário ao sentido positivo do eixo vertical do *FB-Multiplier*, logo é necessário trocar o sinal dos esforços transversos, F_x . Assim, os novos esforços corrigidos são apresentados no mesmo Anexo 3, relativamente ao estado limite último, e estado limite de serviço, respetivamente.

Para determinar os esforços nas estacas da fundação recorreu-se ao programa *FB-Multiplier*. Na figura (7.10) é apresentada a planta de fundação realizada no *FB-Multiplier*, tendo em conta as medidas em planta, no corte transversal e no corte longitudinal da fundação em causa, ilustradas no Anexo 2.

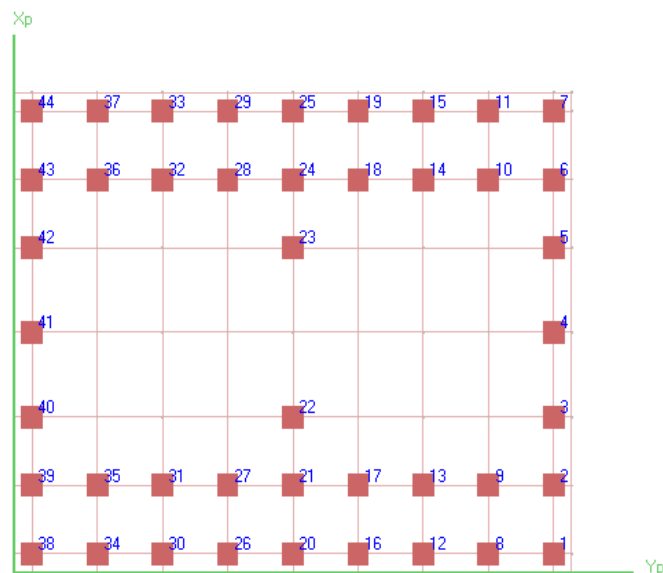


Figura 7.10 – Planta de fundação realizada no *FB-Multiplier*

O betão usado para esta fundação foi C35/40. Relativamente à armadura, considerou-se dois tipos. Para o primeiro segmento da estaca (parte superior) considerou-se a seguinte armadura longitudinal:

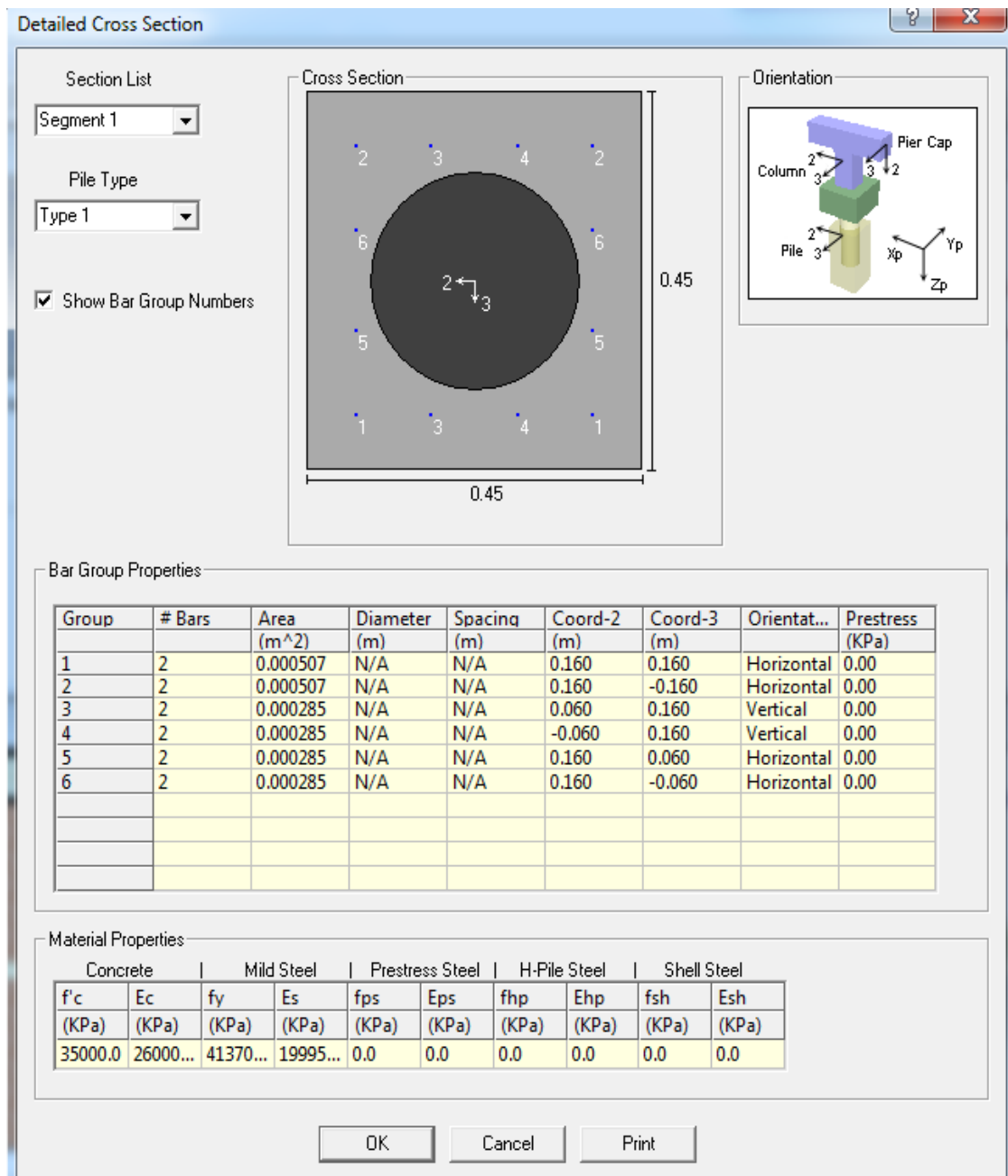


Figura 7.11 – Armadura longitudinal – Segmento superior (FB-Multipier)

Para o segmento inferior de estaca, segmento esse que vem após a junta de encaixe, considerou-se a seguinte armadura longitudinal:

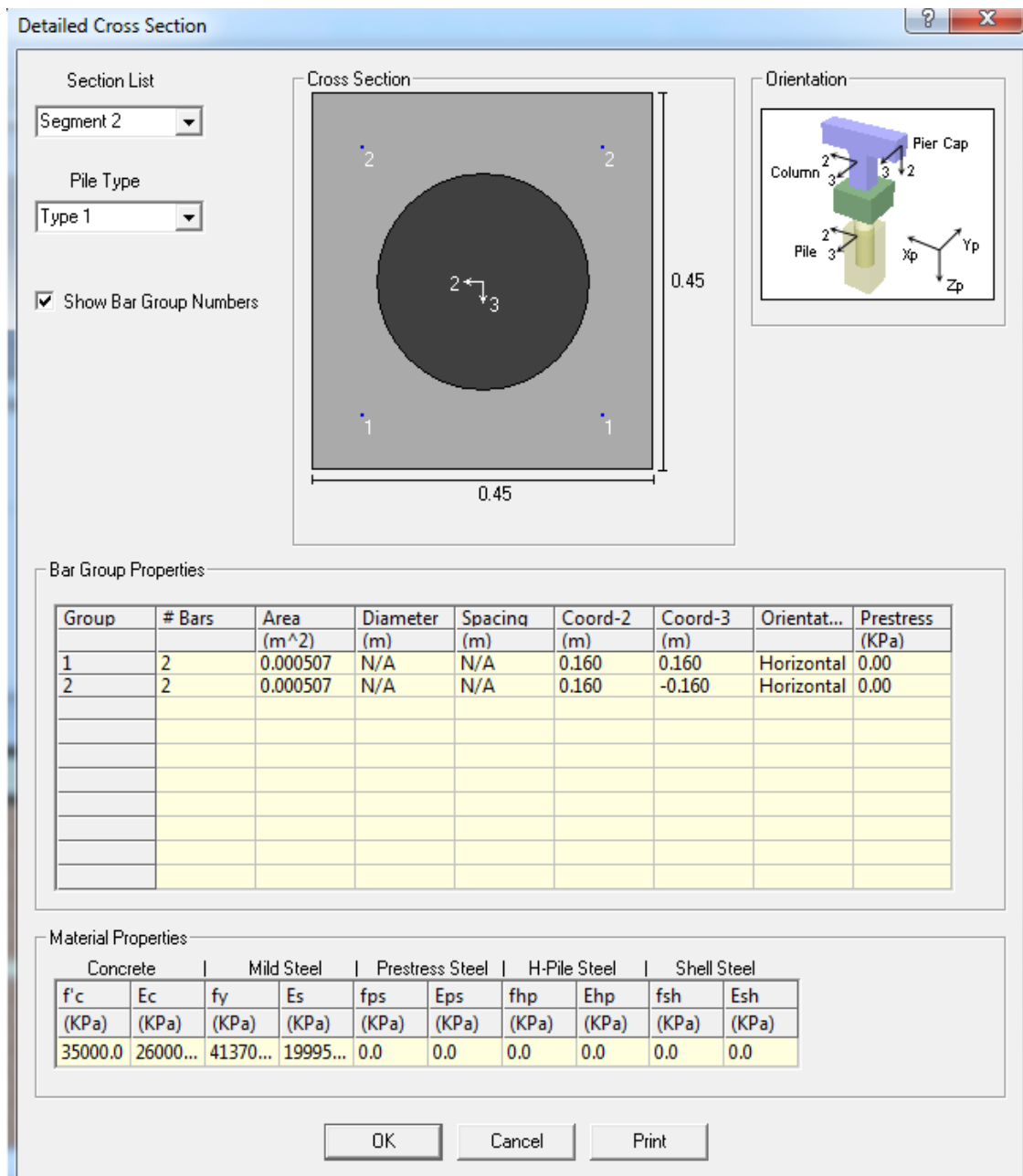


Figura 7.12 – Armadura longitudinal – segmento inferior (FB-Multipier)

O segmento inferior da estaca é o segmento que segue após a junta de encaixe. Considerou-se uma quantidade de armadura longitudinal menor do que no segmento superior, uma vez que grande parte dos esforços transmitidos à estaca são suportados pelo segmento superior.

Pode-se observar na planta da fundação, no corte transversal e no corte longitudinal ilustrados no anexo 2, que nem a caixa de fundação nem as próprias estacas apresentam secção cheia. O objetivo desta configuração é diminuir o peso que é transmitido ao solo, uma vez que se trata de um solo argiloso bastante compressível.

De seguida, procedeu-se à definição da espessura de cada estrato e da posição do nível freático. A espessura da camada superficial é de 3 m, e da formação argilosa superior considerou-se uma espessura de 23 m. O nível freático encontra-se a uma profundidade de 3 m.

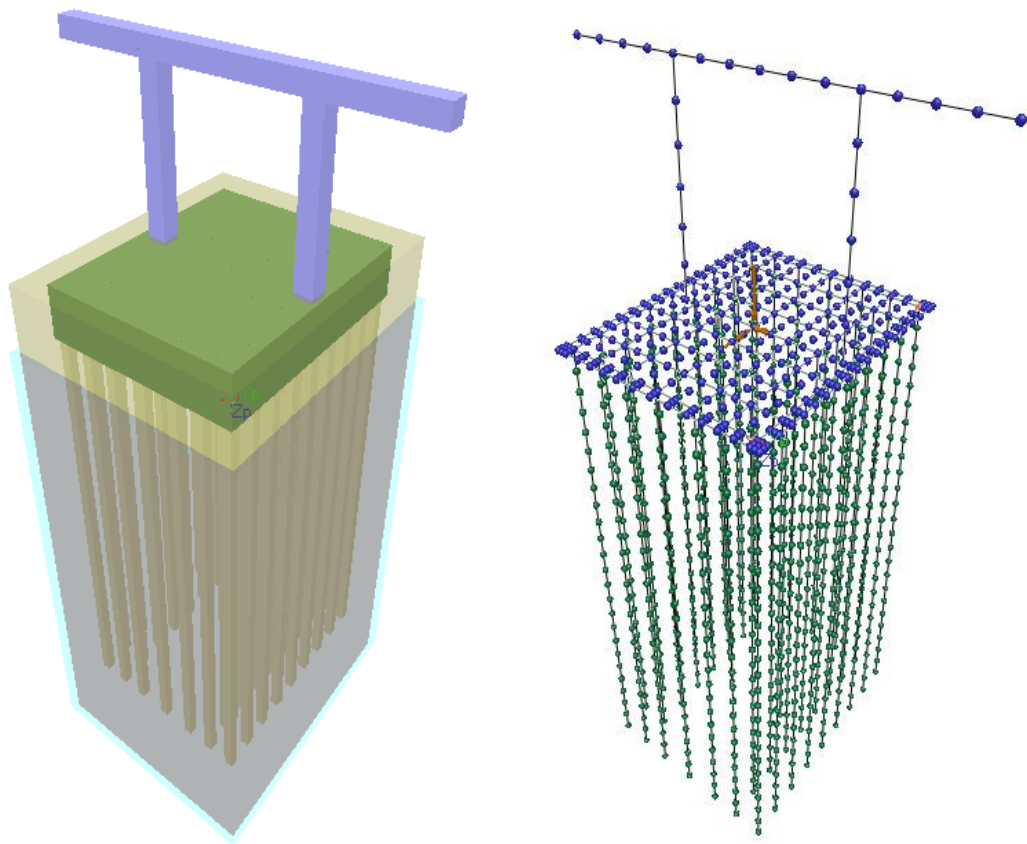


Figura 7.13 – Modelo de elementos finitos da fundação para pilares com 9 m de comprimento

Posteriormente, é necessário escolher o tipo de modelo para o comportamento axial da estaca. Uma vez que se tratam de estacas cravadas, o modelo escolhido é “*Driven Piles*” tanto para a formação argilosa superior como para a camada superficial. Este modelo define o comportamento de uma estaca carregada axialmente através de curvas idênticas às curvas $q_s - z$ e $q_b - z$ definidas na secção (7.5.5).

Quanto ao comportamento transversal das estacas, é admitido o modelo que assenta na definição de curvas $p-y$. Para a camada superficial, o modelo escolhido foi “*Sand (Reese)*”, e para o solo argiloso o modelo escolhido foi “*Custom p-y*”, onde se introduzem os valores obtidos na secção (7.5.6), para p e para y .

Tendo definidos os modelos de comportamento de interação solo-estaca, definem-se as propriedades de grupo, ou seja, define-se o valor dos multiplicadores que traduzem a interação entre estacas adjacentes. Para o caso em questão, optou-se por adotar uma distribuição proposta por Brown e Reese (1988) para estacas espaçadas de $3D$ (D =Diâmetro), que consiste na distribuição das forças horizontais da seguinte forma: a rigidez da primeira fila de estacas é reduzida para 80%, ao passo que nas estacas das restantes filas se considera, respetivamente, 40%, 30% e 20% da rigidez de uma estaca isolada, sendo que a última fila de estacas a rigidez é reduzida para 30%.

O programa *FB-Multiplier* aplica os multiplicadores PY para corrigir as linhas de estacas baseada na direção do movimento das estacas.

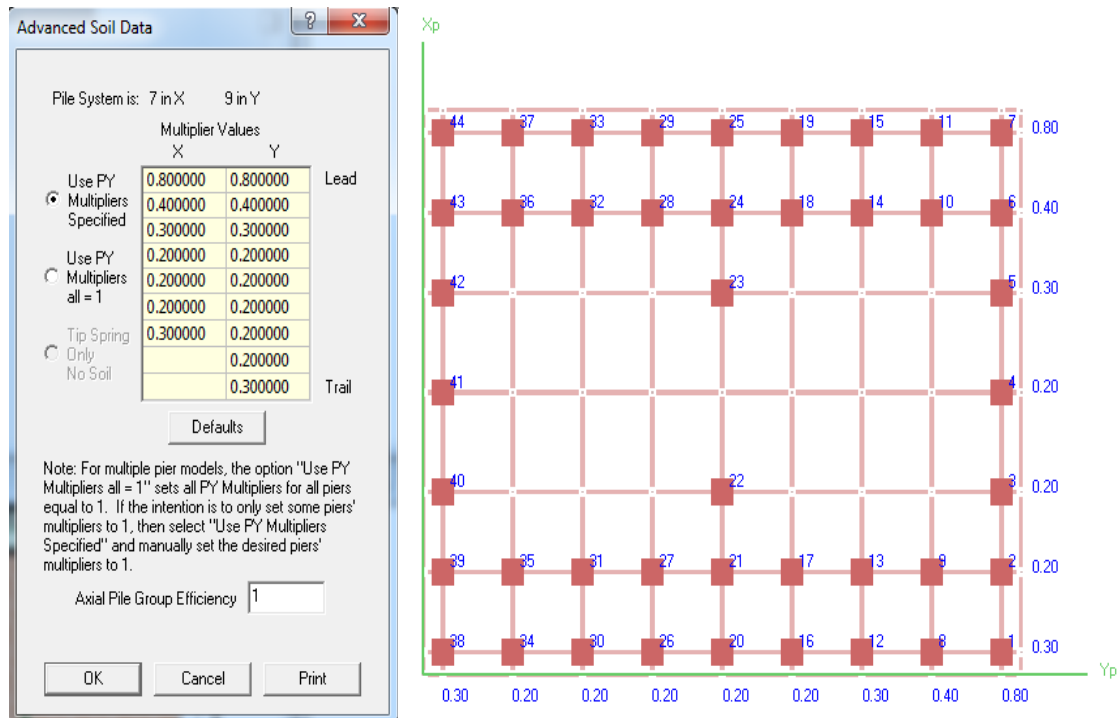


Figura 7.14 - Multiplicadores p-y para a consideração do efeito de grupo nas estacas solicitadas horizontalmente (FB-MultiPier)

Considerou-se um fator de eficiência do grupo unitário, segundo as recomendações de Hanning *et al* (1997) apresentadas no capítulo 6 em (6.2).

Os resultados dos esforços máximos e mínimos nas estacas a partir do programa *FB-MultiPier* são apresentados no anexo 3. Como já seria possível de antever, as combinações que provocam maiores esforços nas estacas são as combinações VII e VII (Sismo).

Quadro 7.12 - Esforços máximos e mínimos nas estacas para as várias combinações

Esforços	Valor	Estaca	Combinação
Esforço axial máximo	81	44	Comb.VII_-
Esforço axial mínimo	-681,13	1	Comb.VII_+
Esforço transverso máximo na direção x	29	20	Comb.VII_+
Esforço transverso mínimo na direção x	-114,8	1	Comb.VII_+
Esforço transverso máximo na direção y	21	1	Comb.VII+
Esforço transverso mínimo na direção y	-117,3	3	Comb.VII+
Momento máximo na direção x	-109	3	Comb.VII-
Momento mínimo na direção x	-76,2	2	Comb.VII+
Momento máximo na direção y	-106,2	20	Comb.VII_+
Momento mínimo na direção y	-138	1	Comb.VII_-
Taxa D/C	0,6	1	Comb. VII-

7.5.8. ATRITO NEGATIVO

Para o cálculo do atrito negativo em serviço considerou-se o esforço axial determinado para a estaca mais carregada pela combinação I. No anexo 3 são apresentados os resultados dos esforços máximos e mínimos para esta combinação. No quadro (7.13) encontra-se em resumo os valores para o esforço axial máximo e mínimo para a combinação I, em serviço.

Quadro 7.13 - Esforço axial máximo e mínimo para a combinação I

Esforço	Valor	Estaca
Esforço axial máximo	-21,5	44
Esforço axial mínimo	-316	20

Assim, para a combinação I em serviço a estaca mais carregada é a estaca 20, com um esforço axial de 316 kN.

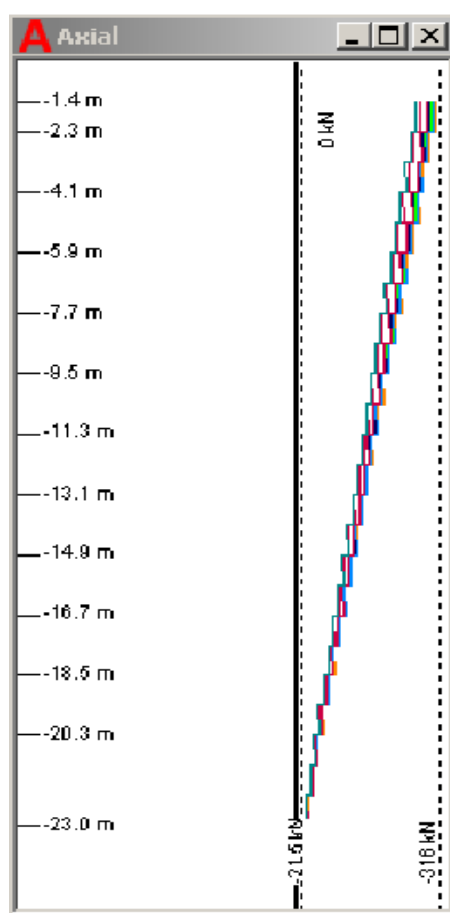


Figura 7.15 - Esforço axial da estaca 20 para a combinação I, em Serviço

O efeito do atrito negativo consiste no aumento do esforço axial a considerar no dimensionamento estrutural.

A localização do eixo neutro determina-se a partir da metodologia exemplificada da figura (6.3) do capítulo 6.

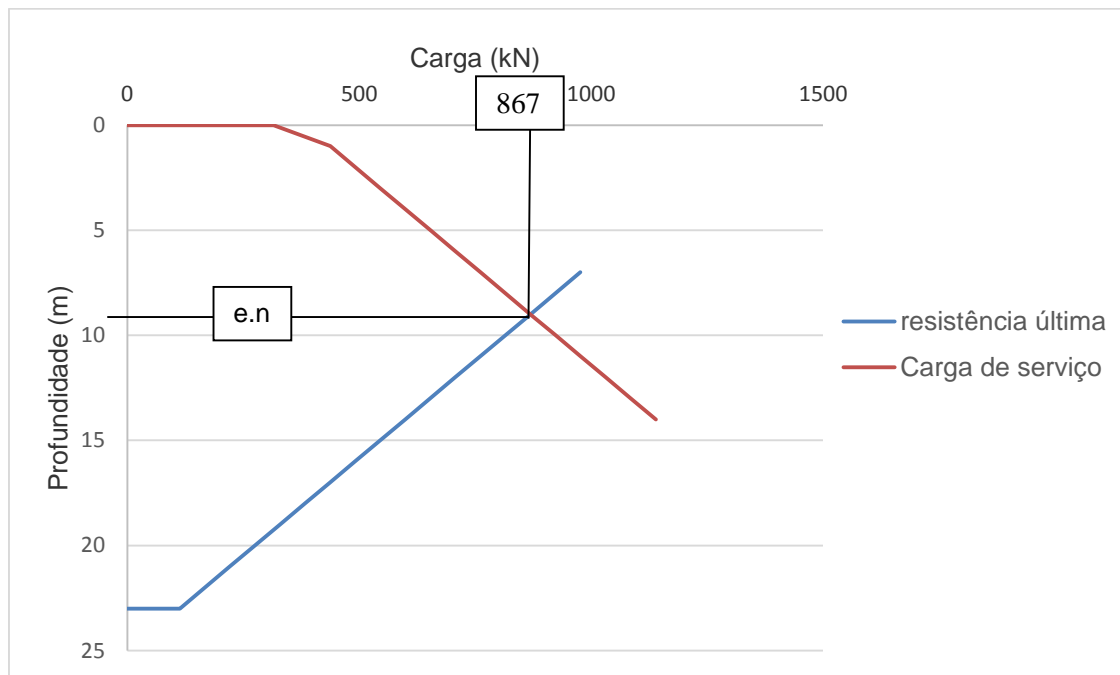


Figura 7.16 - Cálculo do atrito negativo

Nesta figura, apesar de seguir a metodologia apresentada na figura (6.3), note-se que a resistência última e a carga de serviço são lineares ao contrário do que acontece na figura (6.3). A razão é que neste caso a resistência lateral unitária é constante ao longo de todo o fuste da estaca. Caso a resistência lateral unitária não seja constante ao longo de todo o fuste da estaca, nessas condições nem a resistência última nem a carga de serviço evoluem de forma linear, aproximando-se assim da figura (6.3).

Analisando a figura (8.16), conclui-se que o eixo neutro está localizado a 9 m de profundidade, e a carga de dimensionamento estrutural é igual a 867 kN.

A tensão de compressão instalada na estaca é dada por:

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \quad (7.16)$$

Em que $N=867$ kN e é a carga de dimensionamento estrutural obtida a partir da figura (8.16). “A” é a área da secção das estacas correspondente a:

$$A = (0,45 \times 0,45) - (\pi \times 0,14^2) = 0,1409 m^2 \quad (7.17)$$

Deste modo, obtém-se a partir da equação (8.16) o valor da tensão de compressão, σ_c , instalada na estaca, sendo que o seu valor é de 6153,3 kN/m².

A resistência estrutural da secção é muito maior do que a tensão de compressão instalada, pelo que verifica-se a segurança do ponto de vista estrutural pela introdução do atrito negativo.

À medida que a carga aplicada nas estacas aumenta, o eixo neutro tende a subir até que o efeito do atrito negativo se anule. Deste modo, não faz sentido considerar o atrito negativo em estado limite último. Apesar das NTCDCC introduzirem o atrito negativo na verificação do estado limite último, nesta dissertação apenas se considera o atrito negativo em serviço.

7.5.9. ASSENTAMENTOS POR CONSOLIDAÇÃO

Os assentamentos por consolidação foram calculados a partir do método simplificado descrito no capítulo 6 (figura (7.17)). Para o cálculo dos assentamentos considerou-se a carga axial da estaca mais carregada em serviço (Combinação I), $N = 316$ kN. Os assentamentos elásticos ou imediatos para este tipo de solos são desprezáveis face aos assentamentos por consolidação, e por esse motivo apenas se consideram os assentamentos por consolidação. Considerando, por excesso, que todas as estacas suportam o esforço, ou seja, considerando que a eficiência do grupo é unitária, a carga total é igual a $44 \times 316 = 16412$ kN (1641,2 ton). O peso do solo removido é igual a $9,50 \times 11,50 \times 2,4 \times 13 = 3423$ kN (342,3 ton). A carga que causa assentamentos é igual $16412 - 3423 = 12989$ kN (1298,9 ton). Consideraram-se os assentamentos na argila da formação argilosa superior, na primeira camada dura e na argila inferior. Os cálculos correspondentes apresentam-se nos quadros (7.14) e (7.15).

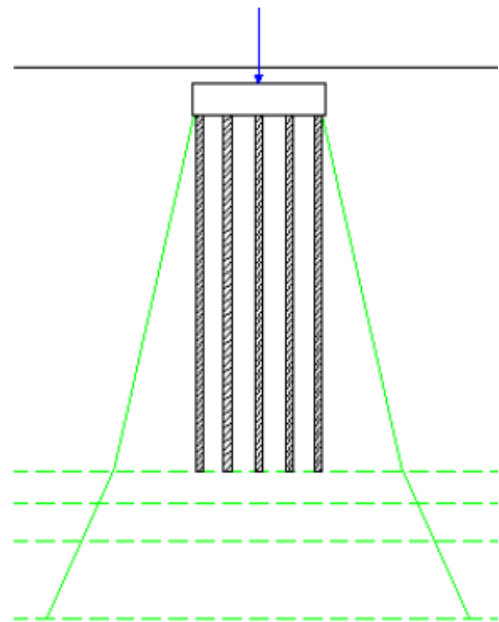
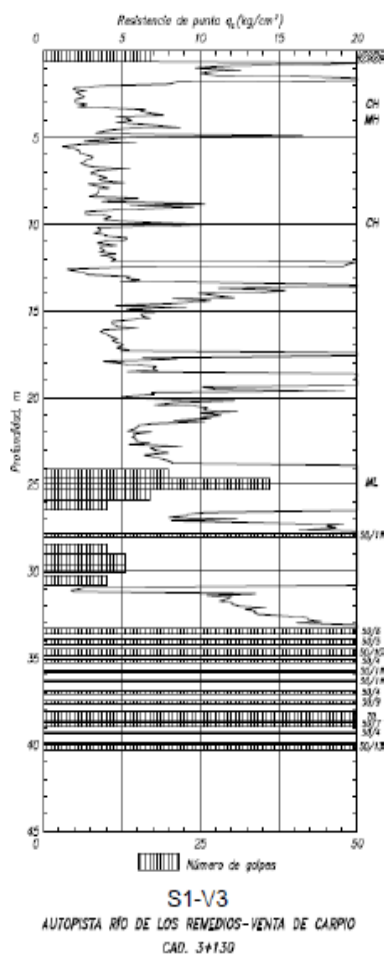


Figura 7.17 - Método simplificado para a estimativa dos assentamentos por consolidação

Quadro 7.14 – Valores necessários para o cálculo dos assentamentos por consolidação pelo método simplificado

Carga por estaca	Número de estacas	Carga total	Solo Removido	P	Bx	By	L
(kN)		(kN)	(kN)	(kN)	(m)	(m)	(m)
316	44	16412	3423	12989	9,20	11,25	20

A partir da metodologia simplificada para o cálculo de assentamentos abordada no capítulo 6 na secção (6.4.2), obtiveram-se os seguintes valores:

Quadro 7.15 – Cálculo dos assentamentos por consolidação

Unidade	h (m)	z (m)	Profundidade (m)	$\Delta\sigma_v$ kPa	m_v kPa ⁻¹	s_c (m)
CH	3	1,5	21,50	28	1,60E-03	0,132
MH-ML	4	5	25	20	4E-04	0,033
CH	6	10	30	14	4E-04	0,034

Sendo h a espessura de cada estrato, z a distância da ponta das estacas até a metade de cada estrato. $\Delta\sigma_v$ foi calculado a partir da equação (6.16), e o assentamento, s_c foi determinado a partir da equação (6.12) do capítulo 6.

Assim, o assentamento total por consolidação será dado por:

$$s_{ctotal} = 0,132 + 0,033 + 0,034 = 0,199 \text{ m} \quad (7.17)$$

Segundo a NTCDCC, o limite de assentamentos para fundações isoladas na zona III (quadro (3.1) – capítulo 3) é de 30 cm. Deste modo, verifica-se a segurança relativamente aos assentamentos. (Estado limite de serviço).

8

**CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS
FUTUROS****8.1. CONCLUSÕES**

Na presente dissertação, pretendeu-se estudar os vários aspetos relativos ao comportamento de estacas em solos argilosos moles, compilando alguns métodos de análise analíticos e baseados em ensaios de campo que se podem efetuar para a determinação da capacidade de carga em solos deste tipo, e comparando-os com as metodologias utilizadas na prática comum na Cidade do México.

Em argilas, é frequente utilizarem-se métodos baseados em tensões totais, de forma a se evitar a quantificação do estado de tensão efetivo em condições de carregamento não drenado. É preferível, pelo menos em estacas cravadas, optar por métodos baseados em tensões efetivas, admitindo dissipação do excesso de pressões neutras resultantes da instalação das estacas. Contudo, a elevada incerteza relativamente aos parâmetros de resistência do solo, levam a que uma análise em tensões totais - Método α , se torne mais simples de utilizar, sendo que é de facto um método cada vez mais usado por engenheiros.

Na Cidade do México, uma análise em tensões totais - Método α , é a que se adota no Regulamento das Construções para o Distrito Federal. Para os solos argilosos moles da zona III da Cidade do México, as NTCDC ao considerar que $\alpha = 1$, ou seja, ao considerar que a resistência lateral unitária neste tipo de solos é igual à resistência não drenada do solo, sobrestimam claramente este valor, uma vez que existem estudos que comprovam que efetivamente o valor do fator de adesão, α , pode ser inferior a 1.

As NTCDC são mais simplistas do que o EN 1997-1 no que diz respeito à atribuição dos coeficientes de segurança de resistência, uma vez que apenas têm em conta o modo de funcionamento das estacas. O EN 1997-1 atribui diferentes coeficientes de resistência para as várias combinações das 3 abordagens, tendo em consideração o método de execução das estacas como se pode observar em (3.5.3). Apesar da maior simplicidade apresentada pelas NTCDC, os valores apresentados para os coeficientes de resistência são de facto mais conservativos do que o EN 1997-1.

Para solos argilosos moles, o método de execução de estacas mais adequado é por cravação de estacas, uma vez que o método de execução de estacas moldadas em solos deste tipo pode provocar sobreconsumos de betão devido à elevada compressibilidade do solo.

A análise do atrito negativo numa ótica de capacidade de carga é, manifestamente, desadequada. A capacidade de carga não é afetada por este fenómeno, mas o atrito negativo provoca acréscimos dos assentamentos em serviço das estacas. Estes acréscimos poderão ou não ser aceitáveis, consoante a sensibilidade da construção suportada aos movimentos das fundações. Porém, para solos argilosos compressíveis em que os assentamentos dão-se praticamente por consolidação, sendo que os assentamentos imediatos são desprezáveis face aos assentamentos por consolidação, o atrito negativo uma vez que não vai ter influência nos assentamentos por consolidação, apenas vai ter influência do

ponto de vista estrutural. Provoca um aumento da carga instalada na estaca em serviço, devendo-se verificar se esta carga não ultrapassa a resistência estrutural da estaca ou os limites impostos regulamentarmente para condições normais de utilização.

Na Cidade do México, a presença de solos argilosos moles de alta compressibilidade de grande espessura (zona do lago) levou a que as fundações neste tipo de solos funcione por atrito lateral, e não por ponta de modo a evitar a emersão da estrutura. Utilizam-se muito as fundações compensadas na Cidade do México, de forma a diminuir o peso transmitido às estacas uma vez que se tratam de solos altamente compressíveis.

Não é comum na Cidade do México o uso de estacas ocas. Devido à proximidade de um talude e do *Gran Canal* para o caso de estudo em causa, adotou-se uma solução em que se diminui o peso transmitido ao solo, utilizando uma fundação oca. Na zona do lago, o assentamento regional é bastante elevado (40 cm/ano), sendo que as estacas durante a vida útil da construção acabarão por atingir a camada dura. O espaço oco no interior das estacas para além de diminuir o peso transmitido ao solo, ainda permite que quando se atinja a camada dura, através de um equipamento de furação se proceda à perfuração da camada dura de modo a evitar que as estacas passem a funcionar por ponta, evitando assim a emersão da estrutura. Apesar das considerações anteriores, as estacas com esta configuração apresentam uma desvantagem do ponto de vista estrutural, uma vez que apresentam uma maior fragilidade estrutural do que estacas com secção cheia. Essa problemática é colmatada com a introdução de um número elevado de estacas (44 estacas).

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Foram considerados nesta dissertação métodos analíticos e métodos empíricos baseados em ensaios de campo (PMT CPT) para a determinação da capacidade de carga de estacas cravadas em solos argilosos moles. Porém, existem outros métodos que não foram analisados.

Os métodos dinâmicos são métodos muito antigos e frequentemente usado em estacas cravadas. Para determinar a capacidade de estacas cravadas este método usa fórmulas de cravação e relacionam a capacidade de carga última com o movimento vertical por golpe do *hammer* de cravação (equipamento usado para a cravação das estacas), assumindo que a resistência de cravação é igual à capacidade de carga da estaca obtida num ensaio de carga estático. Seria interessante abordar este método, e avaliar a sua eficiência comparando com os métodos que foram aqui analisados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, L. (2014). *Projeto de fundações por estacas de um edifício alto*, Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Auvinet, G., Juárez, M. (2011). *Geotechnical characterization of Mexico City subsoil*. Pan Am Geotechnical Conference.
- Bolin, H.W. (1941). *The Pile Efficiency Formula of the Uniform Building Code*. Building Standards Monthly, Vol.10, No.1, p 4-5.
- Bowles, J.E. (1996). *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Internacional.
- Brown, D., Morrison, C., and Reese, L. (1988). *Lateral Load Behavior of a Pile Group in Sand*. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol.114, No.11, pp. 1261-1276.
- BSI (2014) *FB-MultiPier Version 4.19*, Florida Bridge Software Institute, University of Florida, U.S.A.
- Centeno, D.P. (2009). *Modelado del hundimiento de la zona lacustre del valle de México. Aspectos estratigráficos y piezométricos*. Dissertação de Mestrado, ESIA, México D.F.
- Cervantes, M. (2013). *Simulación numérica del comportamiento del revestimiento primario de un túnel en suelos en proceso de consolidación*. Dissertação de Mestrado, Universidade Nacional Autónoma do México.
- Conduto, Donald P. (2001). *Foundation design: principles and practices*. 2nd edition.
- Das, B.M. (1999). *Principles of Foundation Engineering*, PWS.
- Eslami, A., Fellenius, Bengt H. (1997). *Pile capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Cases Histories*. Canadian Geotechnical Journal, Vol 34, p 886-904.
- EN 1997-1 (2004). *Eurocode 7 – Geotechnical Design – Part 1: General rules*. European Committee for Standardization.
- Fellenius, B.H. (1998). *Recent Advances in the Design of Piles for Axial Loads, Dragloads, Downdrag and Settlement*. ASCE and Port of NY and NJ Seminar.
- Fellenius, B.H. (2004). *Unified design of piled foundations with emphasis on settlement analysis*. "Honoring George G. Goble - Current Practice and Future Trends in Deep Foundations" Geo-Institute Geo-TRANS Conference, Los Angeles, July 27 - 30, 2004, Edited by J.A. DiMaggio and M.H. Hussein. ASCE Geotechnical Special Publication, GSP 125, pp. 253 – 275.
- Fleming, K., Weltman, A., M., R., Elson, K. (2009). *Piling Engineering*. 3rd edition.
- Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profonde*. Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'École de Ponts et Chaussées.
- GDF (2004a). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Publicada na revista oficial do Distrito Federal, Governo do Distrito Federal, México.
- GDF (2004b). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*. Regulamento de Construção do Distrito Federal, Governo do Distrito Federal, México.
- GEG (2014). *Concesión para la construcción, explotación, operación, conservación, y mantenimiento de la autopista denominada "Siervo de la Nación" (Rio de los Remedios-Venta de Carpio, Gran Canal)*.
- González, E.T. (2001). *Ingeniería de Cimentaciones*. TGC Geotecnia, México.
- Jardine, R., Chow, F., Overy, R., Standing, J. (2005). *ICP Design Methods for Driven Piles in Sand and Clays*. Thomas Telford.
- López, M. (2007). *Comportamiento y Diseño de Cimentaciones Profundas en la Ciudad de México*.

- Matos Fernandes, M. (2006) “*Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais (Vol 1)*”, FEUP edições, Porto.
- McVay, M.C., O'Brien, M., Townsend, F.C., Bloomquist, D.G., and Caliendo, J.A. (1989) “*Numerical Analysis of Vertically Loaded Pile Groups*”, ASCE, Foundation Engineering Congress, Northwestern University, Illinois, Julho, pp. 675-690.
- NF P94-262 (AFNOR 2012). *Justification des ouvrages géotechniques – norms d’application nationale de l’Eurocode 7 – fondations profondes*.
- Pereira, T. (2008). *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a compressão axial. Aplicação na região administrativa de Macau*. Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Poulos, H.G. and E.H. Davis (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*. New York: John Wiley and Sons.
- Santoyo V.E., Ovando S.E., Mooses, F., León, P.E. (2005). *Síntesis Geotécnica de la Cuenca del valle de México*. TGC Geotecnia.
- TGC (2014). *Trabajos de Exploración Geotécnica para la Autopista Urbana Siervo de La Nación (Gran Canal) Rio de Los Remedios – Venta de Carpio en El Estado de México*.
- Tomlinson, M., Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice*. 5th edition, Taylor & Francis.

ANEXO 1

PERFIS ESTRATIGRÁFICOS E INTERPRETAÇÃO DAS SONDAGENS NO VIADUTO 2

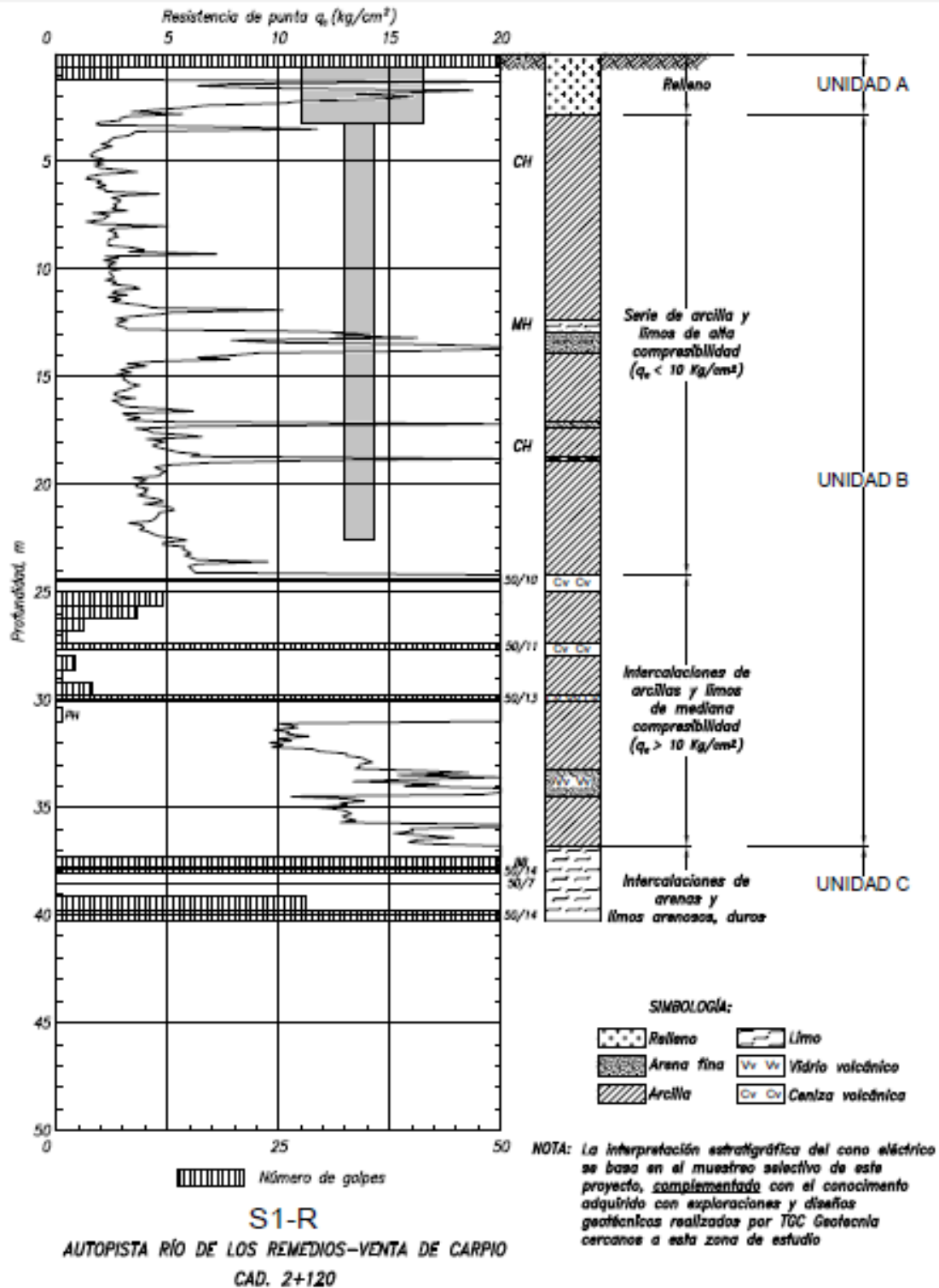


Figura A.1. 1 – Sondagem S1-R – TGC (2014)

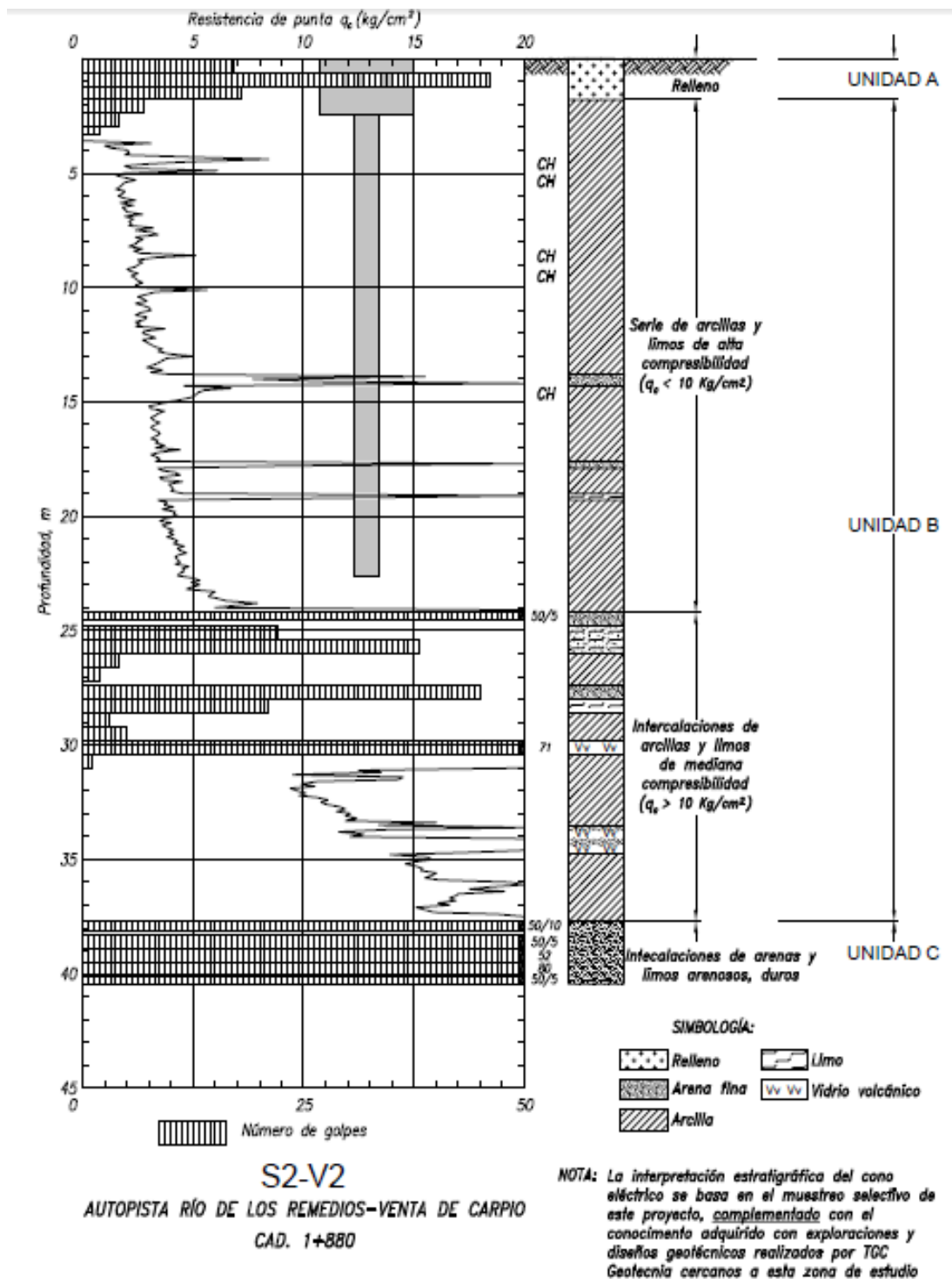


Figura A.1. 2 – Sondagem S2-V2 – TGC (2014)

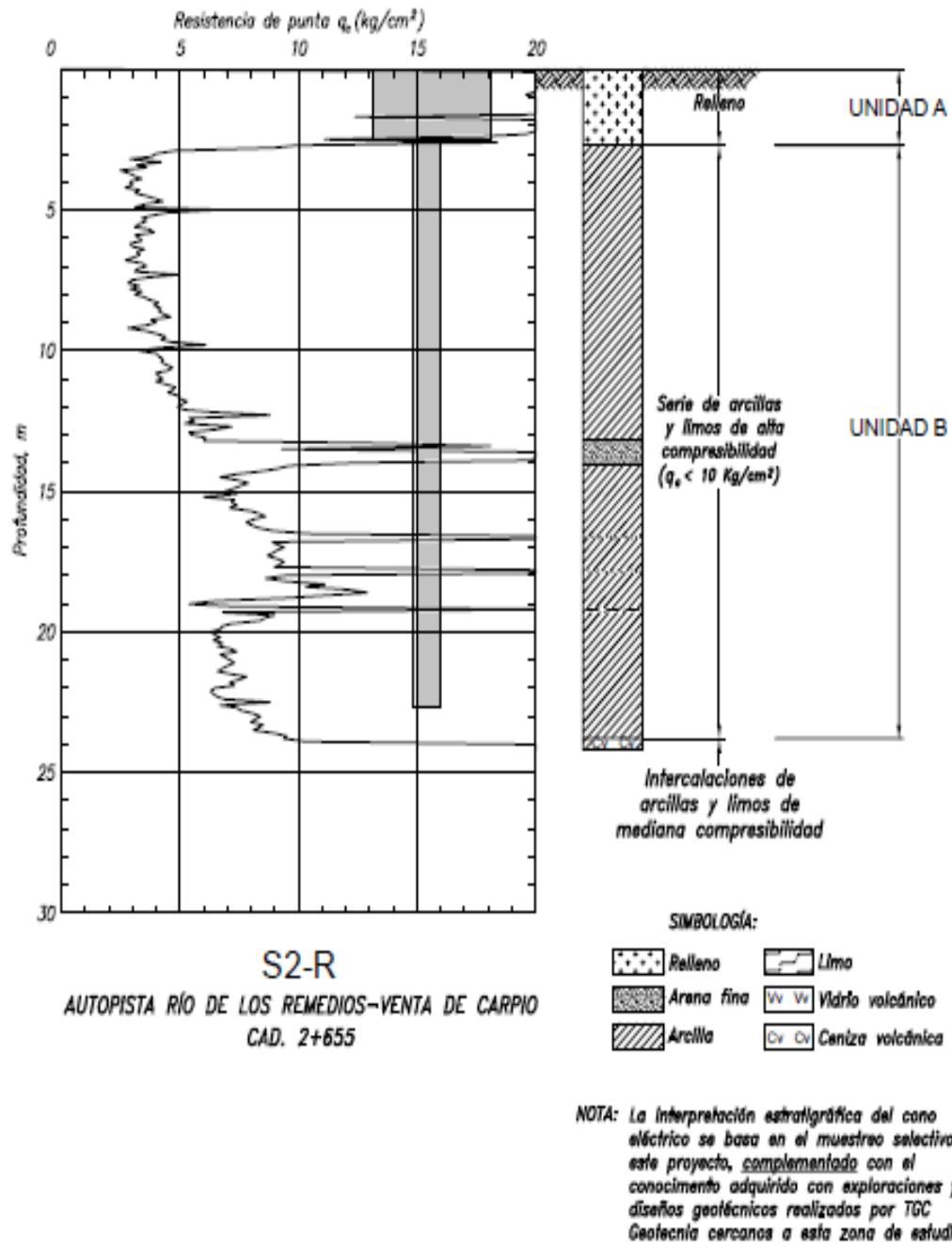


Figura A.1. 3 – Sondagem S2-R – TGC (2014)

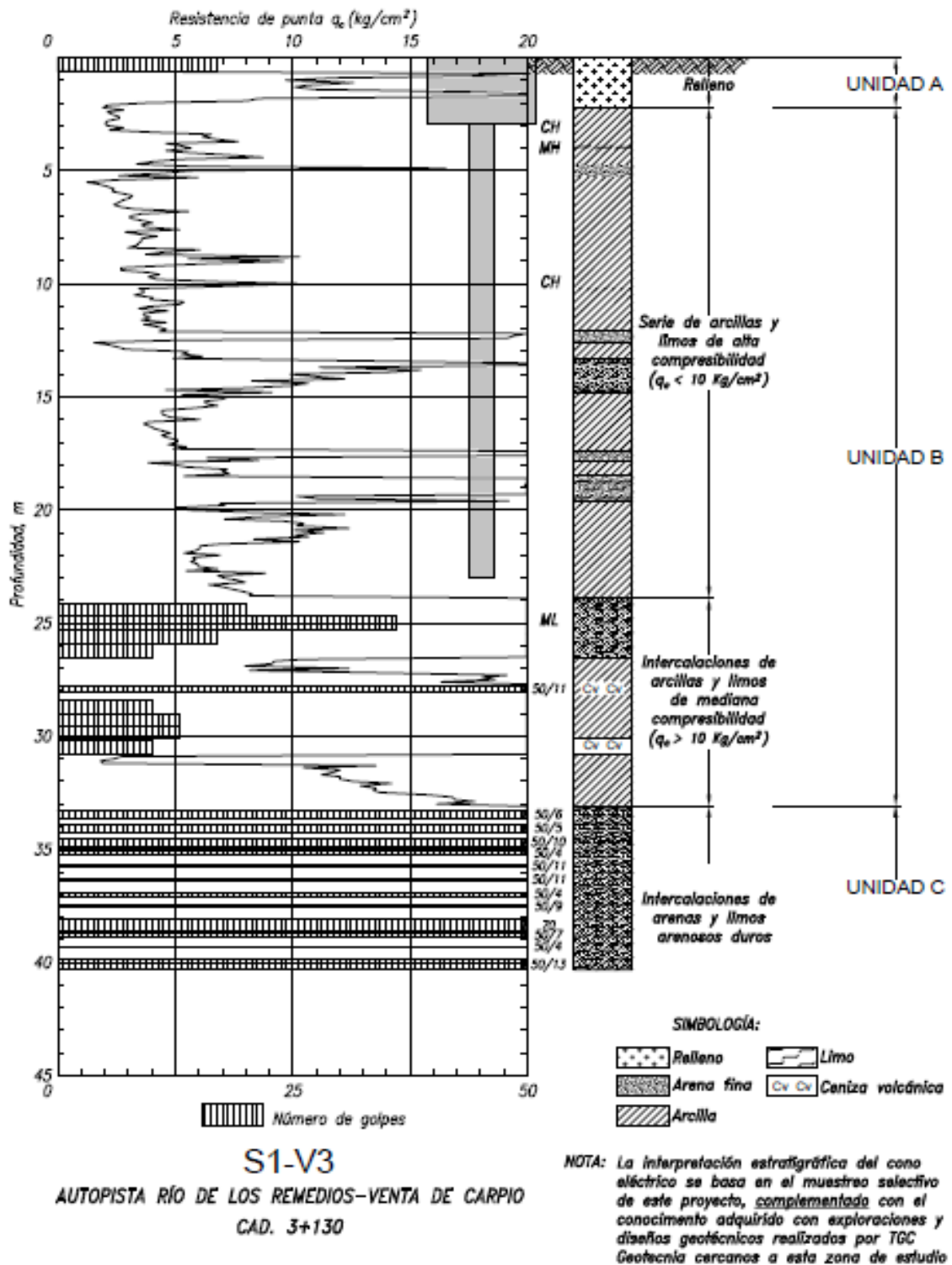


Figura A.1. 4 – Sondagem S1-V3 – TGC (2014)

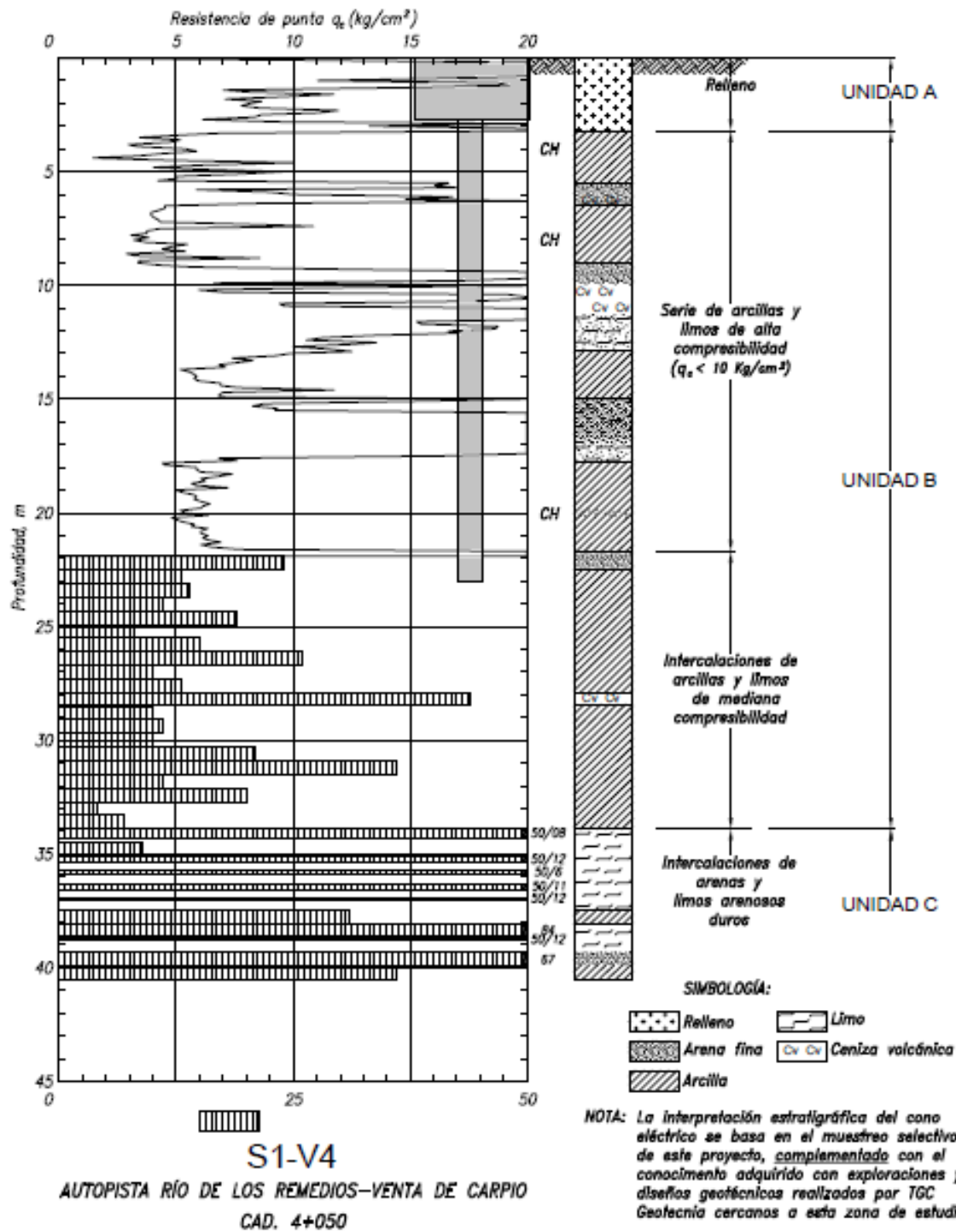


Figura A.1. 5 – Sondagem S1-V4 – TGC (2014)

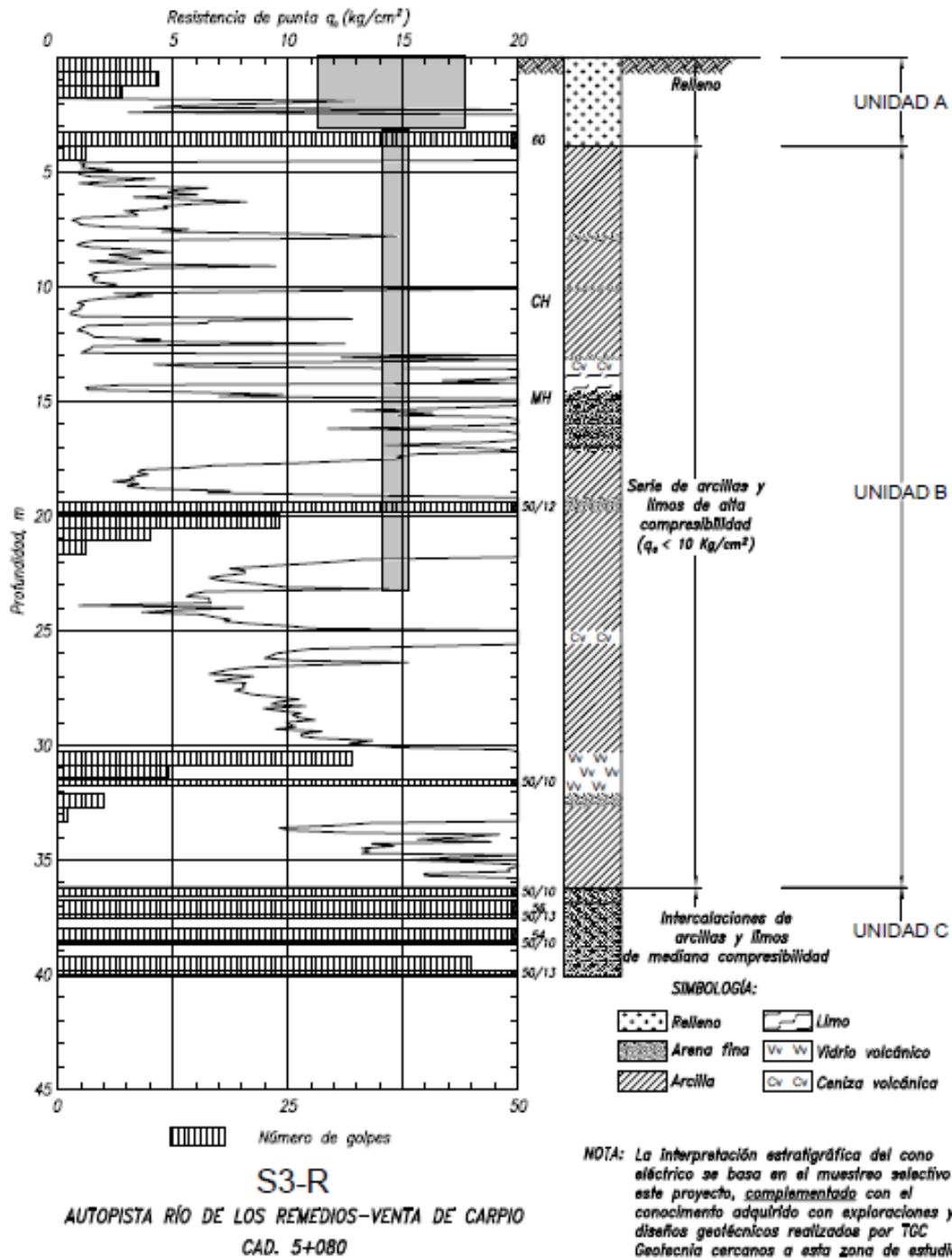


Figura A.1. 6 – Sondagem S3-R – TGC (2014)

ANEXO 2

PLANTA, CORTE LONGITUDINAL, E CORTE TRANSVERSAL DA FUNDAÇÃO

94

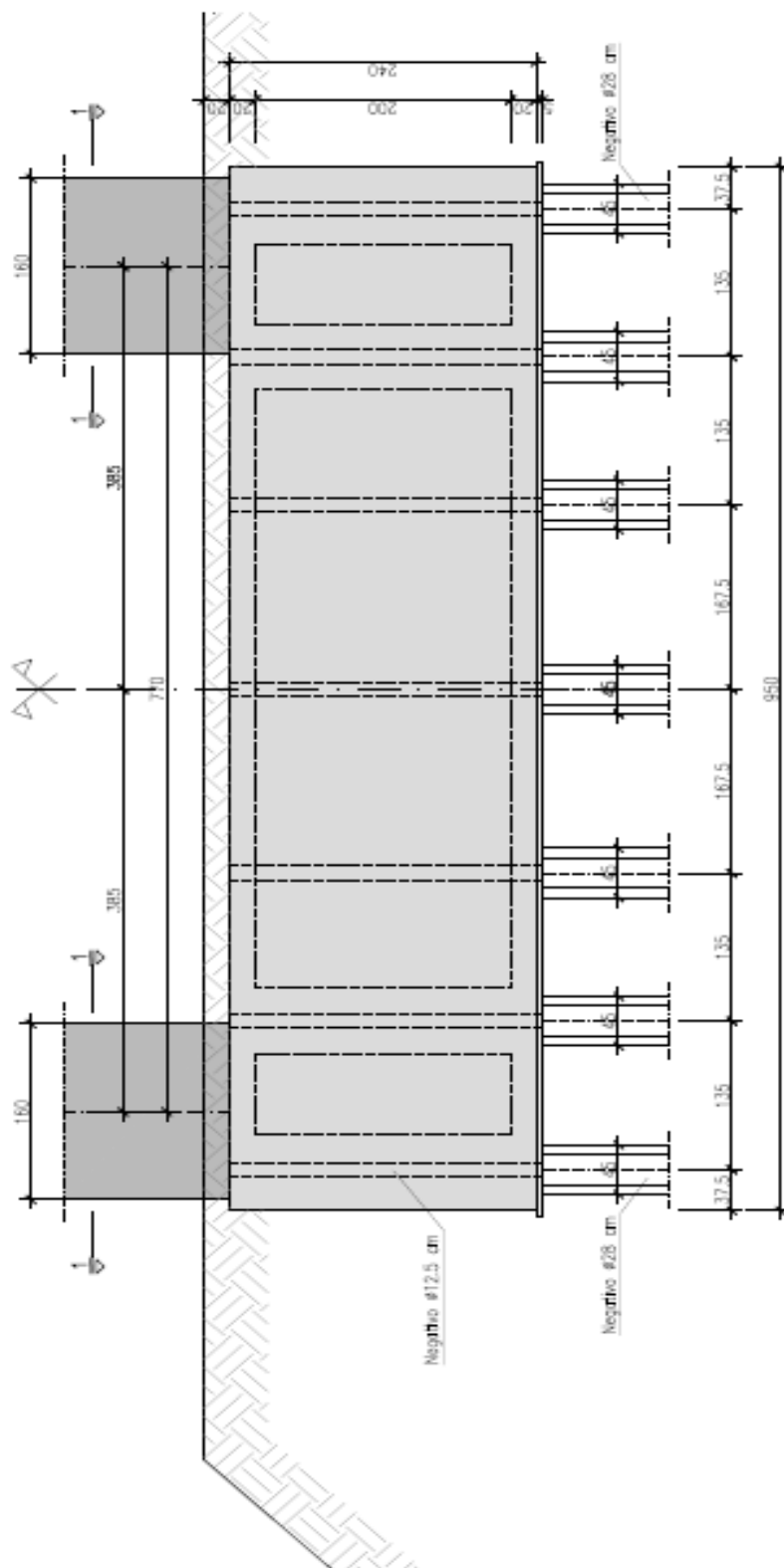


Figura A.2. 2 – Corte 1-1 – GEG (2014)

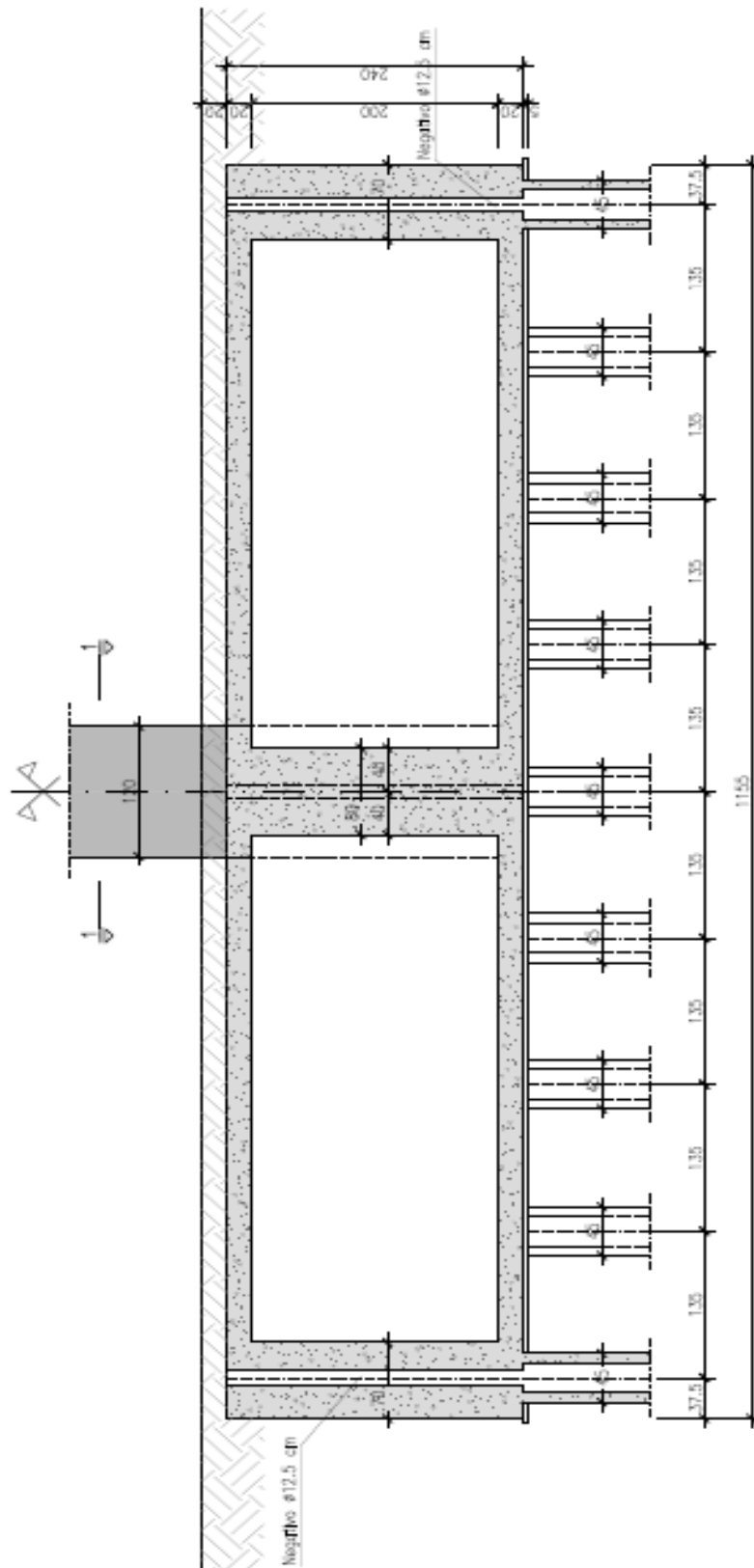


Figura A.2 1 – Corte 2-2 – GEG (2014)

ANEXO 3

COEFICIENTES DAS AÇÕES E RESULTANTES DAS AÇÕES NA BASE DOS PILARES E NO CENTRO GRAVÍTICO DA CAIXA DE FUNDAÇÃO

Quadro A.3. 1 - Coeficientes das ações a aplicar em cada combinação – ELU (majorados)

Ações	Comb 1+	Comb 2+	Comb 3+	Comb 4+	Comb 5+	Comb 6+	Comb 7+
Peso próprio	1,30	1,30	1,30	1,25	1,25	1,25	1,30
Camada asfáltica	1,30	1,30	1,30	1,25	1,25	1,25	1,30
C.variáveis+	1,95	0	1,56	1,50	0	1,50	0
C.variáveis-	0	0	0	0	0	0	0
FI+Rtr.	0	0	0	1,25	1,25	1,25	0
Frenagem	0	0	1,30	0	0	1,25	0
VT (unif)	0	0	0	1,25	1,25	1,25	0
Vento CV	0	0	1,30	0	0	1,25	0
Vento estr.	0	1,30	0,91	0	1,25	0,88	0
Vento tors.	0	1,30	0,91	0	1,25	0,88	0
Centrífuga	1,30	0	1,30	1,25	0	1,25	0
Sismo	0	0	0	0	0	0	1,30

Quadro A.3. 2 - Coeficientes das ações a aplicar em cada combinação – ELU (minorados)

Ações	Comb 1-	Comb 2-	Comb 3-	Comb 4-	Comb 5-	Comb 6-	Comb 7-
Peso próprio	0,98	0,98	0,98	0,94	0,94	0,94	0,98
Camada asfáltica	0,98	0,98	0,98	0,94	0,94	0,94	0,98
C.variáveis+	0	0	0	0	0	0	0
C.variáveis- -	1,95	0	1,56	1,50	0	1,50	0
FI+Rtr.	0	0	0	1,25	1,25	1,25	0
Frenagem	0	0	1,30	0	0	1,25	0
VT (unif)	0	0	0	1,25	1,25	1,25	0
Vento CV	0	0	1,30	0	0	1,25	0
Vento estr.	0	1,30	0,91	0	1,25	0,88	0
Vento tors.	0	1,30	0,91	0	1,25	0,88	0
Centrífuga	1,30	0	1,30	1,25	0	1,25	0
Sismo	0	0	0	0	0	0	1,30

Quadro A.3. 3 - Coeficientes das ações a aplicar em cada combinação - ELS

Ações	Comb 1-	Comb 2-	Comb 3-	Comb 4-	Comb 5-	Comb 6-	Comb 7-
Peso próprio	1	0,75	1	1	1	1	1
Camada asfáltica	1	0	1	1	1	1	1
C.variáveis+	1	0	1	1	0	1	0
C.variáveis- -	1	0	1	1	0	1	0
FI+Rtr.	0	0	0	1	1	1	0
Frenagem	0	0	1	0	0	1	0
VT (unif)	0	0	0	1	1	1	0
Vento CV	0	0	1	0	0	1	0
Vento estr.	0	1	0,7	0	1	0,7	0
Vento tors.	0	1	0,7	0	1	0,7	0
Centrífuga	1	0	1	1	0	1	0
Sismo	0	0	0	0	0	0	1

Quadro A.3. 4 - Resultante das ações na base dos pilares com 9 m - ELU

Combinações	Estado Limite Último (ELU)				
	Fz	Mx	My	Fy	Fx
	N	M,Long	M,Trans	T,Long	T,Trans
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
Comb.I+	12633,08	493,47	0,00	0,00	0,00
Comb.II+	11186,85	311,01	7328,30	0,00	346,97
Comb.III+	11877,21	718,52	5777,43	63,70	300,34
Comb.IV+	12048,54	515,82	0,00	0,00	0,00
Comb.V+	10756,59	367,27	7042,87	0,00	333,63
Comb.VI+	11420,40	764,24	5551,68	61,25	288,79
Comb.VII+	12176,76	12369,19	8504,19	2762,68	854,73
Comb.VII_+	12835,71	3996,26	28347,29	828,80	2849,11
Comb.I-	9419,92	350,61	3953,55	0,00	0,00
Comb.II-	8156,82	233,26	7302,29	0,00	346,97
Comb.III-	8700,69	587,62	8914,80	63,70	300,34
Comb.IV-	8994,19	371,60	3041,19	0,00	0,00
Comb.V-	7843,10	274,03	7018,86	0,00	333,63
Comb.VI-	8366,05	618,54	8569,37	61,25	288,79
Comb.VII-	9146,74	12140,07	8286,64	2762,68	854,73
Comb.VII_-	9805,69	3872,24	27622,12	828,80	2849,11

Quadro A.3. 5 - Resultante das ações na base dos pilares com 9 m - ELS

Combinações	Estado Limite Último (ELS)				
	Fz	Mx	My	Fy	Fx
	N	M,Long	M,Transv	T,Long	T,Trans
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
Comb.I	9755,37	392,99	2027,46	0,00	0,00
Comb.II	4727,88	0,14	5564,84	0,00	266,90
Comb.III	9252,86	591,14	6400,11	49,00	124,27
Comb.IV	9755,37	442,49	2027,46	0,00	0,00
Comb.V	8605,27	282,90	5564,84	0,00	266,90
Comb.VI	9252,86	638,09	6400,11	49,00	124,27
Comb.VII	9366,74	9063,92	5917,37	2125,14	657,49
Comb.VII_	9873,63	2936,26	19724,58	637,54	2191,62

Quadro A.3. 6 - Resultantes das ações no centro gravítico da caixa de fundação - ELU

Combinações	Estado Limite Último (ELU)				
	Fz	Mx	My	Fy	Fx
	N	M,Long	M,Transv	T,Long	T,Trans
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
Comb.I+	12633	493	0	0	0
Comb.II+	11187	311	7745	0	-347
Comb.III+	11877	795	6138	64	-300
Comb.IV+	12049	516	0	0	0
Comb.V+	10757	367	7443	0	-334
Comb.VI+	11420	838	5898	61	-289
Comb.VII+	12177	15684	9530	2763	-855
Comb.VII_+	12836	4991	31766	829	-2849
Comb.I-	9420	351	3954	0	0
Comb.II-	8157	233	7719	0	-347
Comb.III-	8701	664	9275	64	-300
Comb.IV-	8994	372	3041	0	0
Comb.V-	7843	274	7419	0	-334
Comb.VI-	8366	692	8916	61	-289
Comb.VII-	9147	15455	9312	2763	-855
Comb.VII_-	9806	4867	31041	829	-2849

Quadro A.3. 7 - Resultantes das ações no eixo da caixa de fundação - ELS

Combinações	Estado Limite Último (ELS)				
	Fz	Mx	My	Fy	Fx
	N	M,Long	M,Transv	T,Long	T,Trans
	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
Comb.I	15167	592	0	0	0
Comb.II	11187	311	7745	0	-347
Comb.III	13904	875	6154	64	-300
Comb.IV	13997	604	0	0	0
Comb.V	10757	367	7443	0	-334
Comb.VI	13369	927	5913	61	-289
Comb.VII	14467	16147	9702	2936	-855
Comb.VII_	13808	5165	32340	881	-2849

ANEXO 4

RESULTADOS DOS ESFORÇOS NAS ESTACAS NO *FB-MULTIPIER*

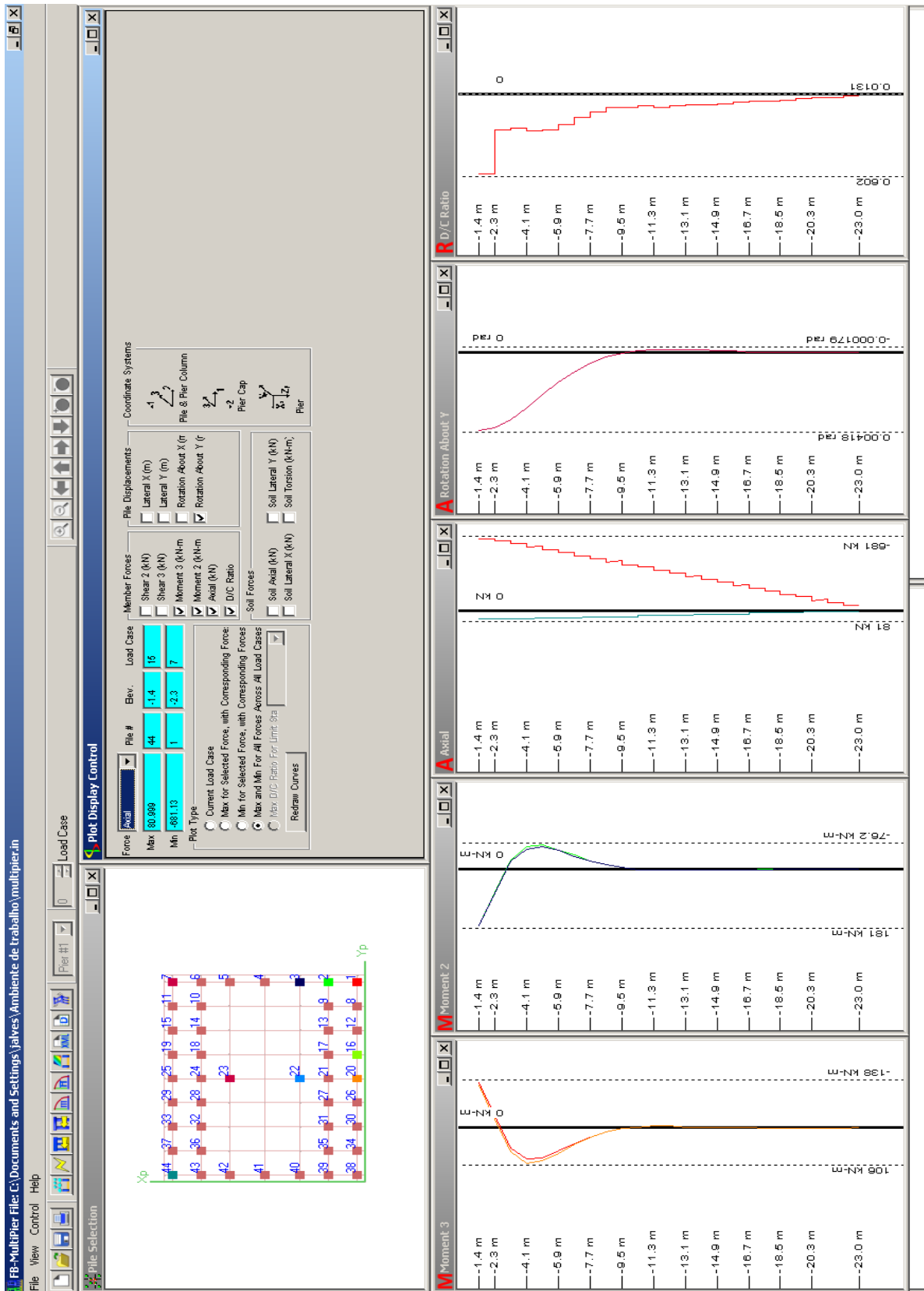


Figura A.4. 1 – Esforço axial máximo

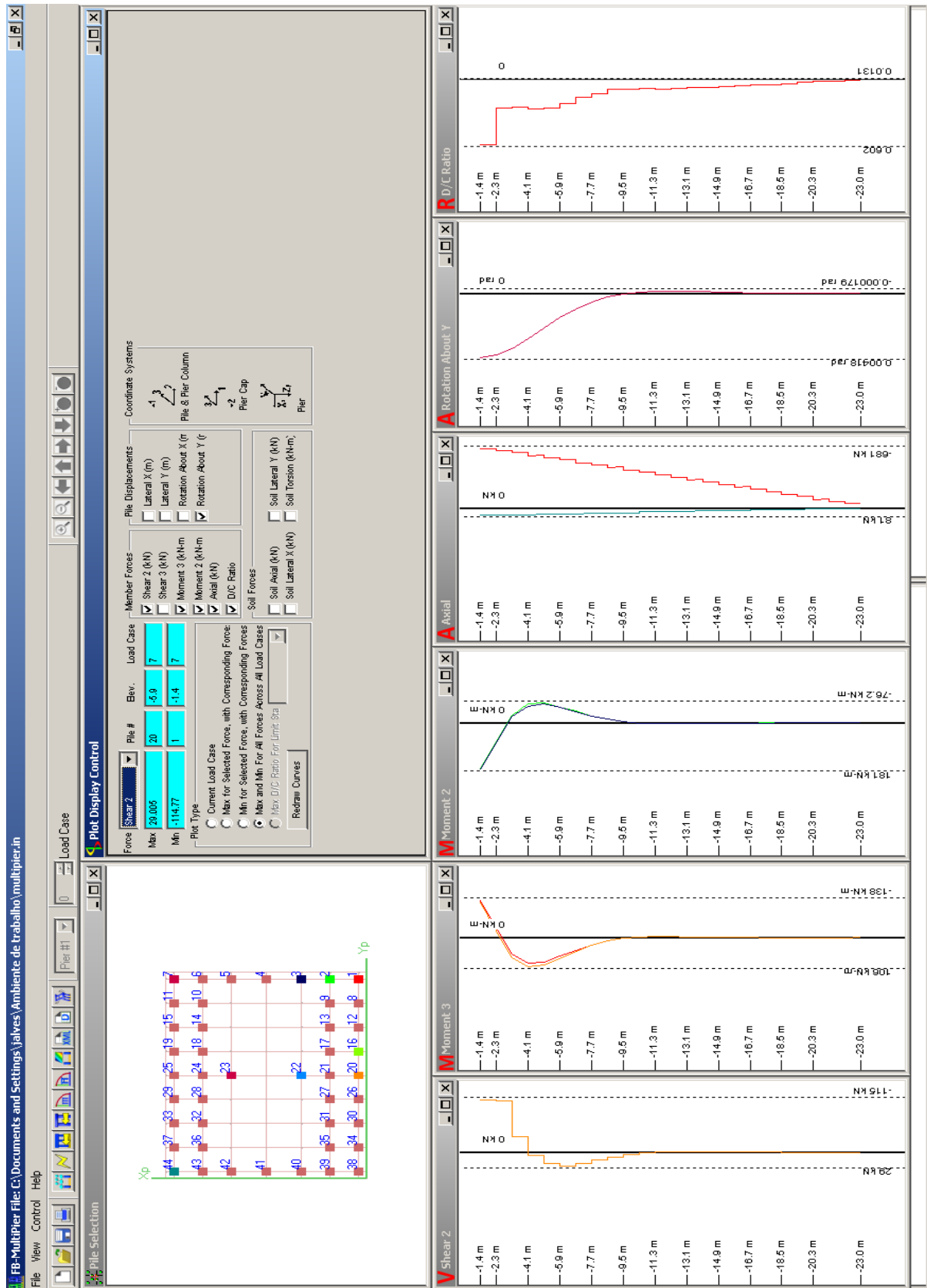


Figura A.4. 2 – esforço transversal máximo na direção x

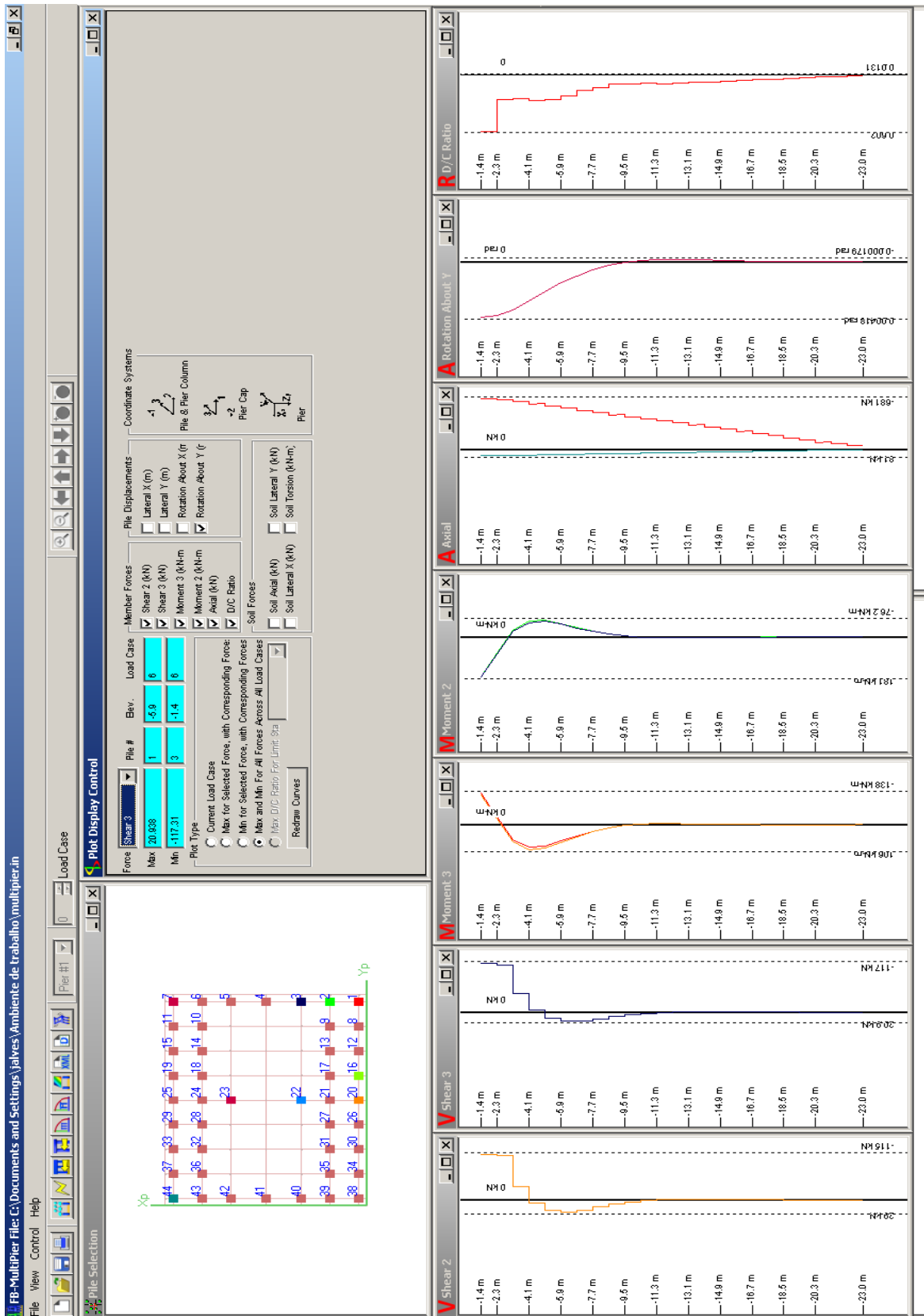


Figura A.4. 3 – Esforço transverso máximo na direção y

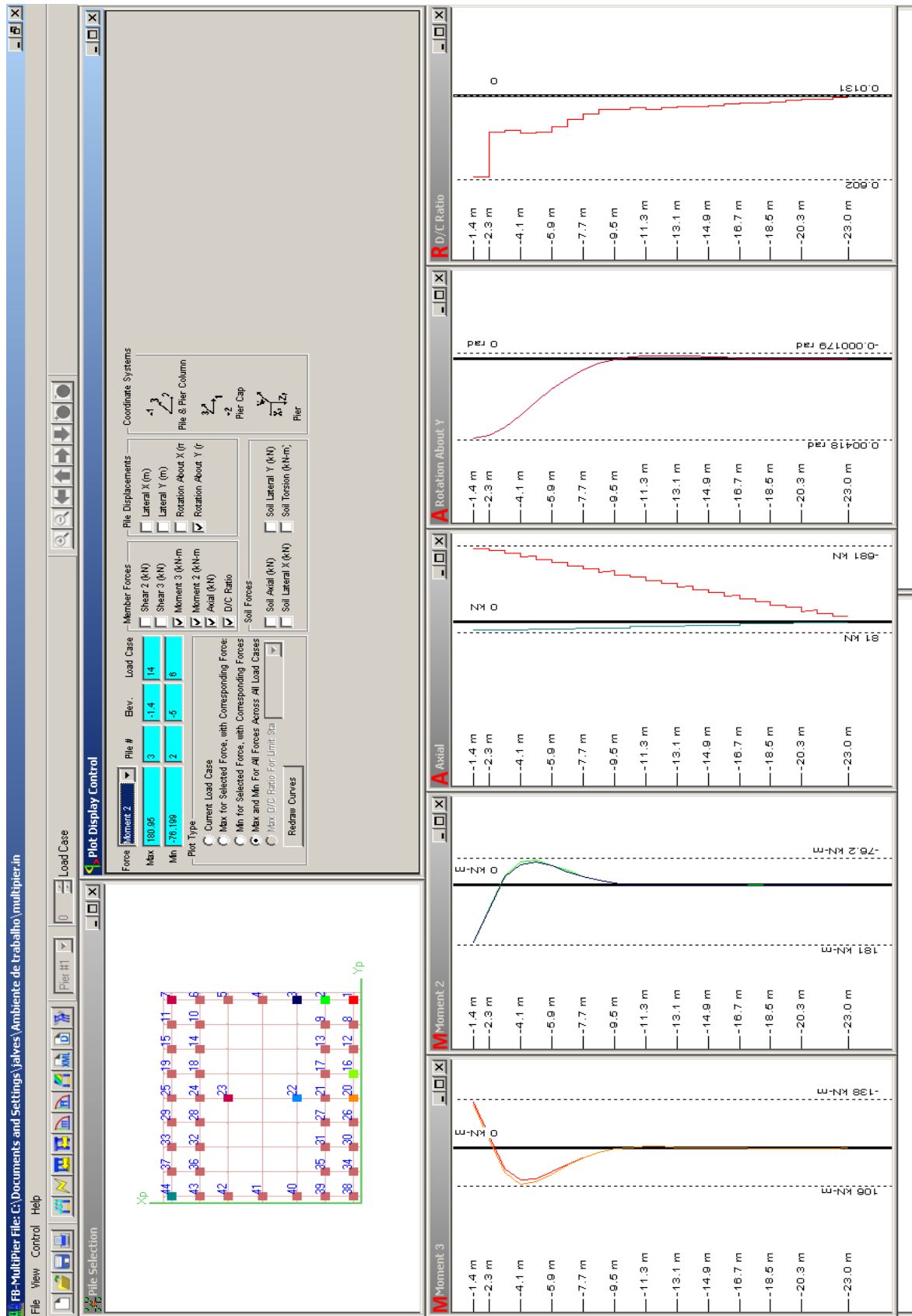


Figura A.4. 4 – Momento máximo na direção x

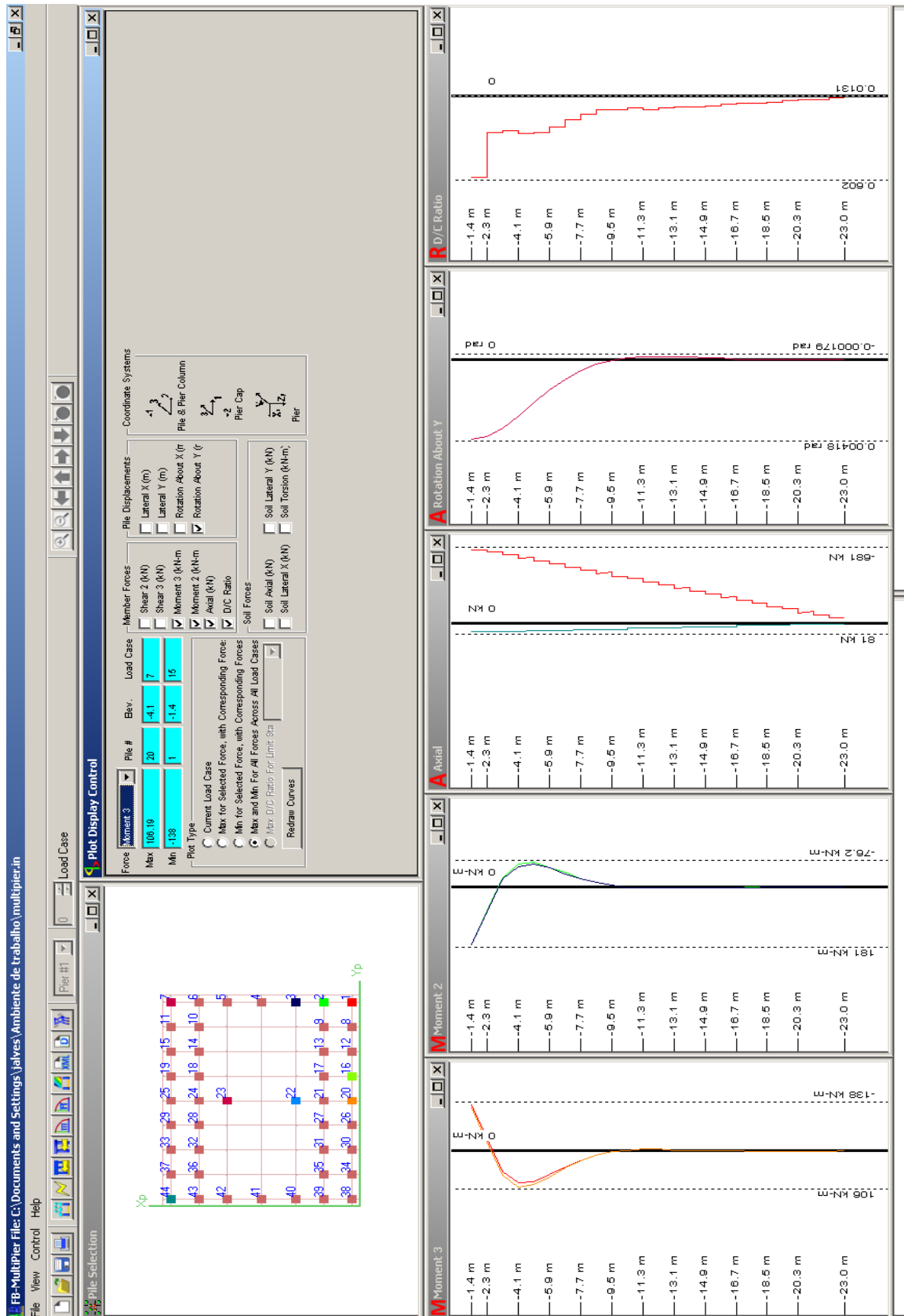


Figura A.4. 5 – Momento máximo na direção y

109

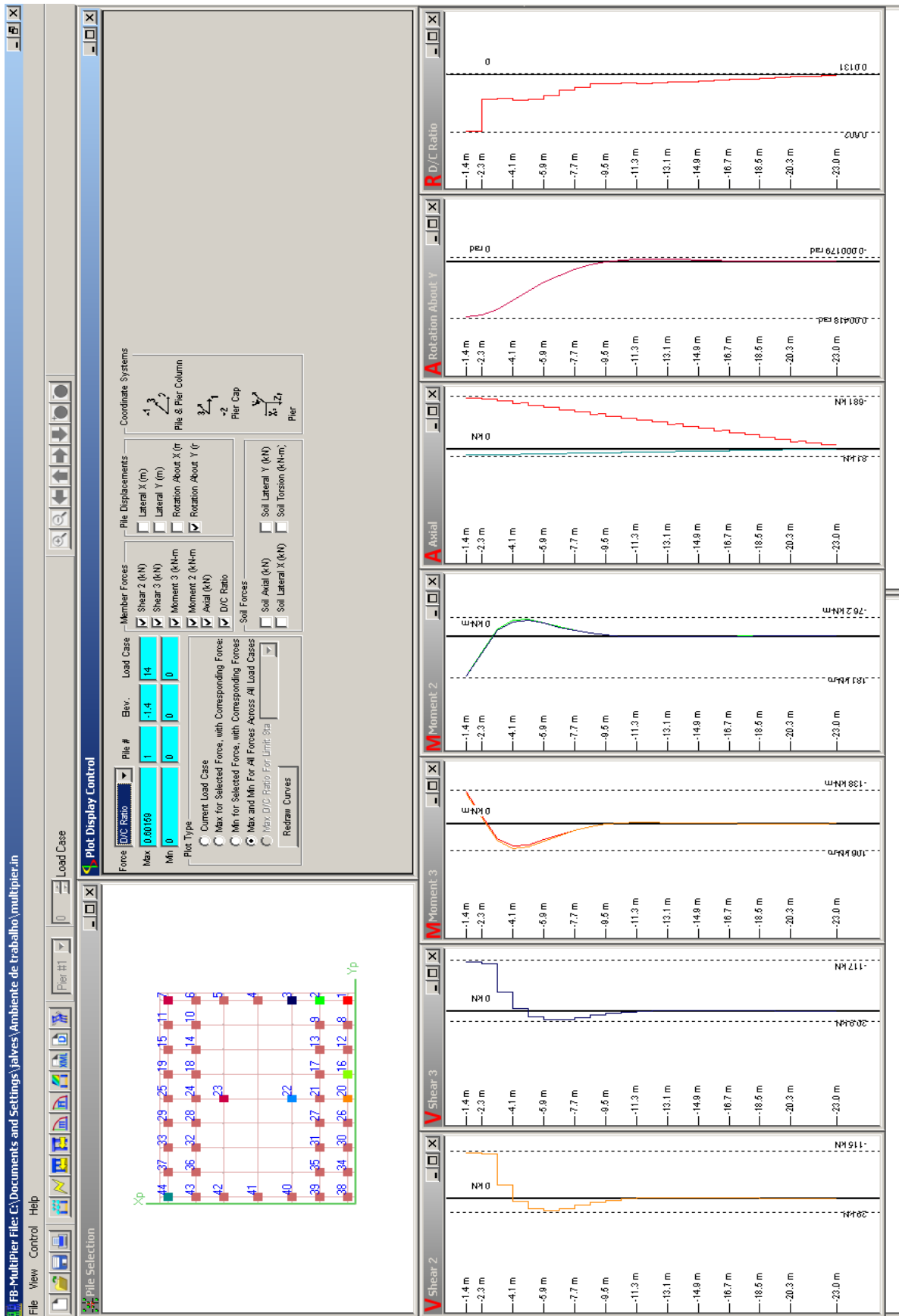


Figura A.4. 7 – Taxa de armadura

